

**УЧРЕЖДЕНИЕ ЦЕНТРАЛЬНЫЙ НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ И  
ПРОЕКТНЫЙ ИНСТИТУТ ПО ГРАДОСТРОИТЕЛЬСТВУ г. МОСКВА  
РОССИЙСКОЙ АКАДЕМИИ АРХИТЕКТУРЫ И СТРОИТЕЛЬНЫХ НАУК**

---

---

119331, г. Москва, пр. Вернадского, дом 29

**ОТЧЕТ**

по научно-исследовательской работе

**КОМПЛЕКСНЫЕ РАСЧЕТНО-ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ  
ПЕРЕКРЫТИЙ И УЗЛОВ СОЕДИНЕНИЙ ПЛИТ БЕЗОПАЛУБОЧНОГО ФОРМОВАНИЯ  
ПРИ ВЫСОКИХ УРОВНЯХ СТАТИЧЕСКОГО И ДИНАМИЧЕСКОГО НАГРУЖЕНИЯ**

**Основание:** Договор № СБ-11/09 от 11 июня 2009 г.

**Тема:** Проведение комплексных расчетно-экспериментальных исследований сейсмостойкости перекрытий на основе плит безопалубочного формования, выпускаемых на заводе ООО «Магис», с выдачей заключения

**МОСКВА**

**2010**

**УЧРЕЖДЕНИЕ ЦЕНТРАЛЬНЫЙ НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ И  
ПРОЕКТНЫЙ ИНСТИТУТ ПО ГРАДОСТРОИТЕЛЬСТВУ г. МОСКВА  
РОССИЙСКОЙ АКАДЕМИИ АРХИТЕКТУРЫ И СТРОИТЕЛЬНЫХ НАУК**

---

---

119331, г. Москва, пр. Вернадского, дом 29

**УТВЕРЖДЕНО**  
ООО «МАГИС»  
Исполнительный директор

\_\_\_\_\_ М.В. Карпенко

«\_\_» \_\_\_\_\_ 2010 г.

**РАЗРАБОТАНО**  
ЦНИИП градостроительства РААСН  
Первый заместитель директора

\_\_\_\_\_ В.Г. Харламов

«\_\_» \_\_\_\_\_ 2010 г.

**ОТЧЕТ**

по научно-исследовательской работе

**КОМПЛЕКСНЫЕ РАСЧЕТНО-ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ  
ПЕРЕКРЫТИЙ И УЗЛОВ СОЕДИНЕНИЙ ПЛИТ БЕЗОПАЛУБОЧНОГО ФОРМОВАНИЯ  
ПРИ ВЫСОКИХ УРОВНЯХ СТАТИЧЕСКОГО И ДИНАМИЧЕСКОГО НАГРУЖЕНИЯ**

**Основание:** Договор № СБ-11/09 от 11 июня 2009 г.

**Тема:** Проведение комплексных расчетно-экспериментальных исследований сейсмостойкости перекрытий на основе плит безопалубочного формования, выпускаемых на заводе ООО «Магис», с выдачей заключения

Начальник Центра  
д.т.н., профессор

Я.М. Айзенберг

Руководитель работы  
к.т.н.

Р.Т. Акбиев

Ответственный исполнитель  
с.н.с.

М.Ж. Чубаков

**МОСКВА**

**2010**

## Список исполнителей

### Научно-исследовательский центр сейсмостойкости сооружений и сейсмобезопасности городов ЦНИИП градостроительства РААСН

#### **Айзенберг Яков Моисеевич**

Начальник Научно-исследовательского центра по сейсмобезопасности городов и сейсмостойкости сооружений, доктор технических наук, профессор, заслуженный деятель науки РФ, почетный академик РААСН

#### *Научный консультант:*

анализ программы проведения испытаний, участие в научной постановке эксперимента и подготовке заключения по результатам исследований

#### **Акбиев Рустам Тоганович**

Руководитель отдела целевых программ и экспериментальных исследований Научно-исследовательского центра по сейсмобезопасности городов и сейсмостойкости сооружений, кандидат технических наук

#### *Руководитель работы:*

общая координация при выполнении работы, разработка структуры программы экспериментальных исследований, участие в постановке эксперимента и при его проведении, анализ результатов, подготовка заключения

#### **Чубаков Мурат Жамалович**

Старший научный сотрудник

#### *Ответственный исполнитель:*

участие в подготовке эксперимента, руководство при проведении компьютерного анализа на предварительной стадии при подготовке эксперимента и окончательных результатов по его итогам, координация действий исполнителей при подготовке отчета и заключения

#### **Гасиев Азамат Абдуллахович**

Инженер

#### *Основной исполнитель:*

подготовка программы и проведение эксперимента, компьютерный анализ результатов испытаний, подготовка отчета и заключения

#### **Могушков Ибрагим Магомедович**

Ведущий специалист

#### *Исполнитель:*

организационно-технические вопросы по заключению и сопровождению договора

## Содержание

ВВЕДЕНИЕ.....	5
1. ЦЕЛИ И ЗАДАЧИ ИССЛЕДОВАНИЙ .....	5
2. ПРОГРАММА ИССЛЕДОВАНИЙ.....	6
2.1 Особенности конструктивных решений плит и узлов их соединений .....	6
2.2 Маркировка стыков соединения. ....	8
2.3 Постановка исследований.....	8
2.4. Требования к образцам для исследований .....	9
2.5. Расчетное моделирование работы образцов под нагрузкой .....	10
2.6. Стенды для проведения испытаний .....	10
2.7. Оборудование и инструменты для экспериментальных исследований.....	11
3. МЕТОДИКА ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ.....	14
3.1. Основные требования при выборе параметров нагружения конструкции.....	<b>ERROR! BOOKMARK NOT DEFINED.</b>
3.2. Схемы нагружения и деформирования образцов .....	16
4. РЕЗУЛЬТАТЫ ИСПЫТАНИЙ .....	22
4.1. Испытания плит на вертикальную нагрузку .....	22
4.2. Испытания продольных стыков плит перекрытий (статическое нагружение) .....	26
4.3 Испытания поперечных стыков плит перекрытий (статическое нагружение) .....	29
4.4 Работа поперечных стыков при динамическом нагружении.....	32
5 АНАЛИЗ РЕЗУЛЬТАТОВ ИСПЫТАНИЙ СТЫКОВ.....	32
6 ВЫВОДЫ .....	44
7 ЗАКЛЮЧЕНИЕ .....	45
ПРИЛОЖЕНИЕ А.Расчет стыковых соединений с применением расчетного комплекса «SCAD Office».....	46

## **ВВЕДЕНИЕ**

Настоящий Отчет по научно-исследовательской работе (НИР) выполнен специалистами Научно-исследовательского центра по сейсмической безопасности городов и сооружений Центрального научно-исследовательского и проектного института по градостроительству Российской академии архитектуры и строительных наук (ЦНИИП градостроительства РААСН).

Работа выполнена в соответствии с Техническим заданием к договору № СБ-11/09 от 11.06.2009 г. на тему: «Проведение комплексных расчетно-экспериментальных исследований сейсмостойкости перекрытий на основе плит безопалубочного формования, выпускаемых на заводе ООО «Магис», с выдачей заключения».

Объектом комплексных расчетно-экспериментальных исследований являются конструкции плит перекрытий, произведенные по технологии стендового безопалубочного формования на основе оборудования, поставляемого бельгийской фирмой «ЕСНО».

Статические и динамические испытания проводились по специально разработанной программе, в период с июня по июль 2009 года.

При описании методики, проведении экспериментальных исследований, формировании и обсуждении полученных результатов используются общепринятые термины и определения по СНиП I-2 «Строительная терминология», а также требования и рекомендации, содержащиеся в стандартах, нормативах и других материалах.

### **1 ЦЕЛИ И ЗАДАЧИ ИССЛЕДОВАНИЙ**

Плиты перекрытий железобетонные многопустотные предварительно напряжённые стендового безопалубочного формования, армированные канатами класса K1500 (K-7) находят все более широкое применение в строительстве зданий и сооружений на территории Западной Сибири и в России в целом.

К достоинствам данной продукции следует отнести ее высокое качество и приемлемые технико-экономические показатели.

Кроме того, предложенная ООО «Магис» технология производства плит позволяет осуществлять непрерывное стендовое безопалубочное формование изделий различной длины, толщины и регулируемые параметрами армирования, что также является «благоприятным» фактором.

Как показывает практика, широкому применению плит безопалубочного формования до настоящего времени препятствовало отсутствие типовых, проверенных экспериментальным путем решений по стыкам (узлам) соединений. Дело в том, что основным требованием современных норм по сейсмостойкости сооружений является необходимость создания «жесткого диска перекрытий».

Техническое решение диска в традиционной постановке из обычных пустотных плит осуществляется путем устройства соединений плит между собой за счет сварки выпусков из плит и замоноличивания стыков.

В плитах завода ООО «Магис» такие выпуски отсутствуют. Взамен конструкторами - строителями предложены иные типы соединений [2.1.2], которые подлежат обязательной оценке на соответствие (пригодность) для применения в сейсмических районах Российской Федерации.

Целью работы является проведение комплексного анализа и оценки прочностных и деформационных (жесткость, трещиностойкость) характеристик плит перекрытий и узлов

их соединений между собой и с примыкающими вертикальными конструкциями (стен, ригелей и пр.).

Достижение поставленной цели осуществляется поэтапно, последовательным решением следующих задач:

На первом этапе производится оценка прочности, жесткости и трещиностойкости плит перекрытий по результатам статических испытаний на вертикальную нагрузку, в соответствии с требованиями по механической безопасности (конструктивной надежности), установленными в национальных стандартах (ГОСТ и ГОСТ Р).

На втором этапе проводится анализ несущей способности (сдвиговых усилий) следующих типов стыков и соединений плит перекрытий между собой при статическом нагружении:

- продольных стыков типа СП;
- поперечных или торцевых стыков типа СТ.

Испытания производятся для стыков, имеющих различные геометрические характеристики и параметры конструирования (класс бетона, армирование).

Обозначения стыков представлены в разделе 2.2 Отчета.

На третьем этапе выполняются динамические испытания стыков типа СТ при динамическом нагружении и сравнительной оценкой со статическими испытаниями.

Научные исследования сопровождаются расчетным анализом и сопоставлением:

- результатов расчетного анализа с экспериментальными данными;
- результатов статических и динамических испытаний между собой;
- комплексных результатов оценки, полученных на 1–3 этапах, с оценкой и сравнением полученных результатов с предельными значениями нагрузок, определенных по действующим нормам, правилам и методикам.

На заключительном этапе исследований по результатам комплексного анализа строятся выводы о возможности использования и оптимизации предложенных технических решений стыков соединений плит перекрытий, для применения в сейсмических районах Российской Федерации.

Конечным итогом исследований являются формулы для расчета прочности, жесткости и несущей способности стыков соединений плит перекрытий с целью использования в реальном проектировании, а также другие рекомендации для проектирования.

## **2 ПРОГРАММА ИССЛЕДОВАНИЙ**

### **2.1 Особенности конструктивных решений плит и узлов их соединений**

Расчетной и экспериментальной оценке подлежат плиты и конструкции их соединений, выполненные в соответствии с требованиями, содержащимися в следующих нормативных документах:

2.1.1 ГОСТ 9561-91. Плиты перекрытий железобетонные многопустотные для зданий и сооружений.

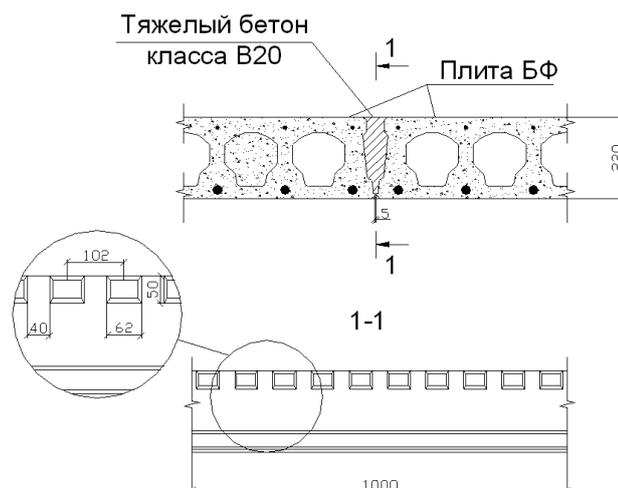
2.1.2 СТО 93295028-0001-2009. Плиты железобетонные многопустотные стендового безопалубочного формования для объектов капитального строительства расположенных в сейсмических районах Российской Федерации. Часть I. Расчет, проектирование, изготовление, возведение и эксплуатация.

2.1.3 СТО 93295028-0001-2009. Плиты железобетонные многопустотные стендового безопалубочного формования для объектов капитального строительства расположенных в сейсмических районах Российской Федерации. Часть II. Альбом технических решений.

2.1.4 Плиты железобетонные многопустотные предварительно напряжённые стендового безопалубочного формования высотой 220 мм, шириной 1200 мм, армированные канатами класса К1500 (К-7). Рабочие чертежи.

Принципиальные технические решения стыков соединений плит по указанным стандартам приведены на рисунке 1.

а)



б).

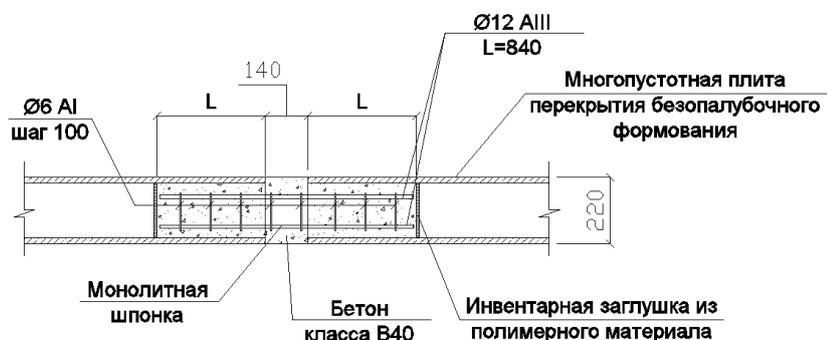


Рисунок 1 - Принципиальные технические решения стыков плит перекрытий:

- а) поперечный стык соединений между собой (СП);
- б) продольный или торцевой стык (СТ).

В соответствии с типовыми решениями [2.1.3] приняты следующие типы стыков соединений плит:

- 1 тип – продольный стык (рис. 1а);
- 2 тип – поперечный стык (рис. 1б).

Продольные стыки (типа СП) плит перекрытий выполняются из монолитного бетона.

Исследования проводятся для следующих вариантов изготовления стыков и параметров их конструирования:

- Применение бетона класса В20 – на два класса ниже класса бетона плит перекрытий, из-за возможных дефектов, связанных с несоблюдением технологии изготовления и низким качеством строительства;

- Применение бетона класса В30 – на класс ниже класса бетона плит перекрытий (принимается при соответствующем согласовании с проектировщиком);

- Применение класса В40 – класс бетона, принятый при изготовлении плит перекрытий.

Таким образом, в процессе исследований подлежит оценке влияние класса бетона на прочность и жесткость (несущую способность) продольных стыков.

Поперечные стыки (типа СТ) выполняются из монолитного бетона или железобетона как шпоночное соединение, устраиваемое в отверстиях пустотных плит (рис. 1б).

Для того, чтобы установить оптимальные параметры конструирования поперечного стыка необходимо оценить следующие основные факторы, способные оказать влияние на его работу при воздействии сейсмических нагрузок:

- изменение класса бетона заполнения шпонки (от В20 до В40);
- изменение глубины заложения шпонки в плиты перекрытий (от 120 до 460 мм);
- изменение характера армирования шпоночного соединения (диаметр стержней от 10 до 14 мм);
- различные сочетания выше перечисленных факторов.

## **2.2 Маркировка стыков соединений плит**

Для удобства систематизации при подготовке эксперимента введены следующие принципы маркировки стыков по типу СП (СТ) XX-XX-XX, где обозначаются:

СП (СТ) – тип стыка (СП – стык продольный; СТ – стык поперечный или торцевой);

XX первого ряда – класс бетона В;

XX второго ряда – характер армирования;

XX третьего ряда – характеристики профиля или глубина заложения шпонки.

Рассмотрим на примере принципы обозначения стыка:

- 1). СП-30-00-00 - стык продольный, выполнен из класса бетона В30, без армирования;
- 2). СТ-20-12-36 - стык поперечный (торцевой), выполнен из бетона класса В20, армированный стержнями  $\varnothing=12$  мм с глубиной заложения шпонки 360 мм.

## **2.3 Постановка исследований**

Основным результатом комплексных расчетно-экспериментальных исследований предполагается установление оптимальных характеристик (жесткости и трещиностойкости) стыков соединений плит перекрытий, узлов их соединений между собой и с другими конструкциями.

Конечная цель исследований – использование конструкций в реальном проектировании зданий и сооружений в районах с сейсмичностью 7, 8 и 9 баллов по шкале MSK-64.

Достижение этого предполагает последовательное решение следующих задач.

- 1). Выбор образцов для проведения исследований.

2). Расчетный анализ несущей способности образцов в соответствии с действующими нормативными техническими документами и методиками.

3). Экспериментальные исследования - статические и динамические испытания.

4). Сравнение между собой данных, полученных расчетным и экспериментальным путем.

5). Получение выводов о сейсмостойкости конструкции, с рекомендациями для проектировщиков.

Анализ работы образцов плит перекрытий при действии вертикальной нагрузки осуществляется в соответствии с требованиями национальных стандартов (ГОСТ, ГОСТ Р), с установлением (сравнением расчетных и экспериментальных) значений прогибов, раскрытия трещин и предельных разрушающих нагрузок. Полученные в результате данные сравниваются с нормативными и расчетными величинами этих же показателей.

При воздействии сдвиговых усилий оценивается работа всех типов стыков.

Изучение работы стыков при динамическом воздействии выполняется до нагрузок, аналогичных значениям, полученным при статическом нагружении.

Итогом комплексных исследований является сравнительный анализ данных, полученных расчетным путем и в результате эксперимента.

Описание процесса испытаний приведено в разделе 3 Отчета.

Выводы по результатам проведенного анализа после обобщения стали основой для формирования заключения о возможности применения плит безопалубочного формования в районах с сейсмичностью 7 и более баллов по шкале MSK-64.

Результаты комплексных расчетно-экспериментальных исследований использованы для корректировки Альбома технических решений конструкций [2.1.3].

## **2.4 Требования к образцам для исследований**

### **2.4.1 Испытания плит перекрытий.**

Для испытаний в качестве образцов при испытании на вертикальную нагрузку отобраны плиты нескольких марок, имеющие различную длину и параметры армирования: ПБ 2.2-66-12-8с9; ПБ 2.2-78-12-8с9; ПБ2.2- 84-12-8с9; ПБ2.2- 90-12-8с9.

Основные характеристики плит перекрытий:

- материал плиты – бетон тяжелый класса В 40;
- передаточная прочность бетона – не менее 28 МПа;
- рабочая арматура: в растянутой зоне – Ø12К-7, в сжатой зоне - Ø5Вр-II;
- метод натяжения арматуры – механический;
- закладные детали или выпуски арматуры для связи с антисейсмическими поясами – не предусмотрены.

Плиты изготавливаются по рабочим чертежам [2.2.2]. Маркировка плит принята в соответствии со стандартом [2.2.2].

Количество испытываемых марок (изделий) выбирается с учетом следующих условий:

- соответствие образцов требованиям ГОСТ 8829-94 «Изделия строительные железобетонные и бетонные заводского изготовления. Методы испытаний нагружением. Правила оценки прочности, жесткости и трещиностойкости»;

- минимизация затрат на изготовление образцов при соблюдении условий достаточности полученных результатов для объективных выводов, которые можно распространить на весь ряд изделий или стыков.

#### 2.4.2 Испытания стыков соединений плит

Подбор образцов плиты для изготовления и испытания стыков осуществляется с учетом следующих факторов.

1). При исследовании стыков соединений используются плиты одной марки со стыками, выполненными в сходных условиях и имеющие идентичные характеристики по хранению и твердению.

2). Для оценки несущей способности стыковых соединений на сдвиг требуется, как правило, экспериментально определить максимальные усилия в шве между плитами, которые могут быть восприняты соединением. Это характеризуется значительным уровнем статического или динамического нагружения, при котором в стыке развиваются предельные деформации.

3). При динамических испытаниях используется тяжелое оборудование (см. ниже), в связи с чем, образцы плит должны иметь возможность выдерживать значительный вес, без влияния на конечные результаты эксперимента.

4). Для возможности адекватного сравнения результатов статических и динамических испытаний следует использовать образцы плит одной марки.

После предварительного анализа в качестве образца для изготовления стыков соединений была рекомендована плита ПБ 2.2-48-12-16.

Требования к стыкам соединений между плитами устанавливаются на основании положений действующих нормативных документов, основными из которых считаются следующие:

- армирование стыков соединений плит следует осуществлять в соответствии с принятыми проектными решениями, т.е. закладные детали или выпуски арматуры должны быть предусмотрены в обозначенных пределах, на основании стандартов [2.2.2, 2.2.3];

- при изготовлении стыков соединений плит отклонения от проектных решений (защитный слой, сваривание и прочее) допускаются в пределах значений, не превышающих нормативные величины;

- передаточная прочность бетона на момент проведения испытаний не должна быть ниже 70 % от проектных значений.

### **2.5 Расчетное моделирование работы образцов под нагрузкой**

Расчетный анализ и моделирование работы образцов при воздействии нагрузок осуществляется до проведения испытаний и после их завершения, на основе действующих методик с применением сертифицированного программного комплекса «SCAD Office».

Общие принципы выполнения расчетов и результаты анализа работы образцов при нагружении приведены в приложении А.

### **2.6 Стенды для проведения испытаний**

Натурные испытания проводятся на территории завода изготовителя ООО «МАГИС» с. Майма, Республики Алтай на специально подготовленных стендах.

При проектировании стендов учитывались следующие основные факторы:

1). Устройство стендов в условиях кризиса должно выполняться при минимальных материальных и трудовых затратах, но обеспечивать получение результатов испытаний, достаточных для получения объективных выводов по предмету исследований;

2). Конструкции стенда проектируются таким образом, чтобы не мешать достижению предельных состояний конструкции и возможности четкого контроля показателей деформирования, т.е. перемещения и колебания конструкции должны осуществляться в строго установленных пределах;

3) При испытании образцов требования по технике безопасности должны выполняться неукоснительно.

Схемы нагружений конструкций и узлов с подробным описанием стендов приведены в разделе 3 отчета .

## 2.7 Оборудование и инструменты для экспериментальных исследований

В настоящем разделе приводятся характеристики силового оборудования, которое используется при проведении экспериментальных исследований.

Для статических испытаний использованы гидравлические домкраты и насосная станция, технические характеристики и состав, которого приведены в таблицах 1 – 3.

Общий вид силового цилиндра в процессе работы приведен на рисунке 2.

При использовании домкратов шаг нагружения образцов принимается, как правило, равным 0,1 – 0,15 % от проектной разрушающей нагрузки. При этом учитывается цена деления измерительного оборудования, в частности, комплекта манометров гидравлического оборудования.

Таблица 1 - Состав гидравлического силового оборудования

№	Наименование	Маркировка	Количество, шт
1	Цилиндр силовой	ЦС200Г250	2
2	Насосная станция	НЭР-08И40Т1	1
3	Рукав высокого давления 6 м	РВД 6000	2
4	Рукав высокого давления 15 м	РВД 15000	4
5	Кран 4-х ходовой	КРАН 004	2
6	П/муфта к домкрату	БРСД001	6
7	П/муфта к насосу	БРСН001	6
8	Манометр высокого давления	М60	1
9	Манометр высокого давления	М160	1
10	Манометр высокого давления	М400	1
11	Манометр высокого давления	М600	1
12	Манометр высокого давления	М1000Б	1

Таблица 2 - Технические характеристики домкратов

Наименование	Грузопод-ть (тс)	Ход штока (мм)	Диаметр штока опоры (мм)	Габариты (мм) (В×Н)	Масса (кг)	Номинальное давление (кгс/см <sup>2</sup> )
ЦС200Г250	200	250	165	245x460	122,2	700

Таблица 3 - Технические характеристики насосной станции

Наименование	Подача (л/мин)	Объем бака (л)	Питание сети	Мощность электропитания (кВт)	Габариты (мм) В×Н×L	Масса (кгс)
НЭР-0,8И40Т1	0,8	40	380 В 50 Гц	1,1	410×660×530	50,5

В связи с этим, наиболее оптимальным является манометр с ценой деления 5 кг/см<sup>2</sup> и предельным значением 400 кг/см<sup>2</sup>, который позволяет прикладывать нагрузку с минимальным шагом 1000 кгс.

В качестве силового оборудования для возбуждения динамических колебаний используется вибрационная машина инерционного действия ВИД-12/08М, общий вид и технические характеристики которой приведены на рисунке 3 и в таблице 4.

Для измерения статических прогибов и перемещений использованы измерительные приборы и инструменты с ценой деления не более 0,1 мм. В том числе:

- прогибомеры механические и электрические;
- индикаторы часового типа по ГОСТ 577;
- штангенциркули по ГОСТ 166.

Ширина раскрытия трещин определена с использованием измерительных микроскопов или лупы с ценой деления не более 0,05 мм.

Для измерения ускорений, частот колебаний, а также динамических перемещений при динамических испытаниях использованы однокомпонентные датчики – акселерометры АТ 1105 – 10 м, общий вид которых приведен на рисунке.

Общий вид акселерометра приведен на рисунке 4, а технические характеристики - в таблице 5.



Рисунок 2 – Общий вид силового цилиндра ЦС200Г250



Рисунок 3 – Вибромашина ВИД-12/08М (общий вид при установке на конструкцию)

Таблица 4 - Основные технические данные вибромашины ВИД-12/08М

№ п/п	Наименование параметра	Значение
1	Инерционная сила, развиваемая машиной при наибольшем радиусе дебалансов, тс: - при 60 об/мин (1 Гц) - при 180 об/мин (3 Гц) - при 240 об/мин (4 Гц) - при 300 об/мин (5 Гц)	0,8 7,0 12,5 20,0
2	Частотная характеристика - нижняя частота, Гц - верхняя частота, Гц	0,4 25
3	Характер изменения частот	бесступенчатый
4	Потребляемая мощность, кВт	100
5	Габаритные размеры длина×ширина×высота	2780×350×1020
6	Вес вибратора, кг.	2800



Рисунок 4 – акселерометры АТ 1105 – 10 м.

Таблица 5 - Технические характеристики акселерометра

Диапазоны измерения ускорения (ряд модификаций модели), $1g=9,81 \text{ м/с}^2$		±10 g			
Номинальное выходное напряжение на диапазоне измерения, В		±5			
Классы точности		B			
Погрешности крутизны выходной характеристики:					
отклонение при температуре +21±4 °С, не более, %		±1,0			
Температурное изменение в диапазоне температур:	-50...+21 °С, не более, %	±1,0			
	+21...+60 °С, не более, %	±1,0			
Нелинейность, не более, % от диапазона		0,75			
Нулевой сигнал:					
при температуре +21±4 °С, не более, мВ		+50			
Температурное изменение в диапазоне температур:	-50...+21 °С, не более, мВ	+75			
	+21...+60 °С, не более, мВ	+75			
Частотная характеристика:					
нижняя частота, Гц		0	0	0	0
полоса пропускания по уровню 3 дБ, Гц для модификаций модели на диапазоны измерения		10,0 g		700	
Напряжение электропитания, В		±(10,8...13,2)			
Потребляемый ток, мА		20			
Диапазон рабочих температур, °С		-50...+60			
Габариты, мм		29,5×28,5×16			
Масса, не более, г		35			

### 3 МЕТОДИКА ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ

#### 3.1 Основные требования при выборе параметров нагружения конструкции

Методология проведения испытаний предполагает выполнение следующих требований и рекомендаций.

Испытания изделий и образцов проводятся при положительной температуре воздуха.

Изделия, поступившие на испытания непосредственно после тепловлажностной обработки, предварительно выдерживаются (не менее одних суток) в помещении при температуре не ниже 15°С.

При контрольных испытаниях нагрузки на образцы доводятся до исчерпания несущей способности (до разрушения), что характеризуется следующими признаками:

- резкое нарастание прогибов, деформаций сдвига или развитие (раскрытие) трещин при последнем этапе нагрузки, разрыв арматуры, проскальзывание арматуры в бетоне или раздробление бетона.

В процессе испытаний регистрируются:

- значение нагрузки и соответствующий прогиб (сдвиг), при котором появляются поперечные и наклонные трещины в бетоне;
- величины прогиба (деформаций сдвига), ширина раскрытия (размер) трещин при достижении контрольных значений нагрузок;

- значение нагрузки и соответствующий предельный прогиб (сдвиг) при разрушении и характер разрушения изделия.

Значения нагрузок в процессе испытаний плит и стыков регистрируются по показаниям и отметкам усилий, возникающих на силовом оборудовании (домкрате).

Испытания плит на действие вертикальной нагрузки проводятся с учетом следующих основных требований:

а) нагрузка от собственной массы изделия определяется расчетом или прямым взвешиванием;

б) нагрузка на изделие прикладывается поэтапно ступенями (долями), каждая из которых не должна превышать 10 % контрольной нагрузки по прочности и по образованию и ширине раскрытия трещин и 20 % контрольной нагрузки по жесткости;

в) при каждом этапе загрузки нагрузка во всех точках ее приложения должна возрастать пропорционально величинам нагрузок, прикладываемых в соответствии со схемой испытаний на соответствующих участках испытываемого изделия.

После приложения каждой доли нагрузки испытываемое изделие выдерживается под нагрузкой не менее 10 (десяти) минут.

После приложения контрольной нагрузки с целью оценки жесткости образца нагрузку следует выдерживать не менее 30 (тридцати) минут.

Во время выдержки под нагрузкой следует фиксировать величину нагрузки и производить тщательный осмотр поверхности изделия, включая появившиеся трещины, результаты измерения прогиба, осадки опор, ширины раскрытия трещин и смещения арматуры относительно бетона на торцах изделия. Контролируемые показатели и деформации изделий следует фиксировать в начале и в конце каждой выдержки.

Непосредственное измерение прогибов и ширины раскрытия трещин разрешается производить до достижения уровня нагрузки, составляющего 80 % контрольной разрушающей нагрузки в соответствии с требованиями ГОСТ 8829. При нагрузках, превышающих этот уровень, наблюдение за приборами следует производить на безопасном расстоянии от испытываемого изделия с использованием оптических приборов (биноклей, нивелиров, теодолитов).

В плитах – образцах ширину раскрытия трещин, нормальных к продольной оси изделия, следует измерять на уровне нижнего ряда арматуры.

При проверке жесткости плит как изгибаемых изделий, опирающихся по концам, следует измерять прогибы в середине пролета и осадку опор. Сопоставляемую с контрольным значением величину прогиба изделия следует определять как разность между значением прогиба в пролете и полусуммой значений осадок опор.

В плоских плитах, опертых по двум коротким сторонам, прогибы измеряются по середине ширины изделия и по противоположным краям изделия в середине его пролета. При этом значения прогиба определяются как среднее арифметическое этих измерений.

Смещение концов арматуры измеряется не менее чем на 10 % стержней, но не менее, чем на двух стержнях каждого изделия. Измерения производят индикатором перемещений по ГОСТ 577, прикрепленным на торце испытываемого изделия и упирающимся в арматуру, либо закрепленным на стержне и упирающимся в торец изделия.

Испытания стыков на сдвиг проводятся с учетом следующих требований:

а) нагрузку следует прикладывать поэтапно ступенями, каждая из которых не должна превышать 10 % контрольной нагрузки по прочности и образованию трещин;

б) при испытании на сдвиг статическое нагружение осуществляется с помощью домкратов. Шаг нагружения, время выдержки образцов при каждом пошаговом увеличении нагрузки принимается таким же, как и при испытании плит на вертикальную нагрузку.

Для улучшения фиксации момента появления трещин в бетоне поверхности изделия перед испытанием покрываются жидким раствором мела или извести.

Динамические испытания конструкций проводятся на завершающем этапе, после окончания статических испытаний.

Данный вид испытаний проводится для выявления отличий в работе при статическом и динамическом нагружении.

Режим нагружения при динамическом воздействии выбирается исходя из следующих основных условий.

Как показывает практика, период колебаний в зависимости от расстояния до эпицентра, интенсивности землетрясения и прочих параметров изменяется в пределах от 0,1 до 1,5 с. При этом, продолжительность колебательного процесса находится в пределах от 10 до 50 с или 0,6 - 10 Гц.

Отметим, что частотный диапазон колебаний, наиболее опасных для существующих зданий находится в пределах от 3 до 10 Гц.

Принятые параметры длительности колебательного процесса дают возможность определить границы изменения циклов колебаний, количество которых достигает  $n = 7 - 500$ . Учитывая возможность повторения толчков и приближенность сделанных подсчетов, максимальная длительность воздействия не будет превышать 1000.

Максимальная нагрузка при динамическом воздействии не должна превышать 0,6-0,8 от разрушающей нагрузки, полученной расчетным путем.

## **3.2 Схемы нагружения и деформирования образцов**

### **3.2.1 Плиты перекрытий**

Расчетная схема при оценке работы перекрытий принимается в виде однопролетной конструкции, нагруженной вертикальной равномерно распределенной нагрузкой. Концы плиты при этом считаются слабо защемленными и принимаются свободно опертыми и работают в одном направлении (рисунок 5а).

Для реализации принятой схемы нагружения в натуральных испытаниях монтаж плиты производится на две шарнирные линейные опоры, расположенные по концам изделия, одна из которых должна быть неподвижной, а другая – допускает перемещение изделия вдоль пролета.

В качестве шарнирных подвижных шаровых и линейных опор применяют стальные шары и катки, свободно укладываемые на стальные опоры (поверхности). Неподвижные опоры получают путем предотвращения свободного перемещения таких же шаров или катков, а также путем использования неподвижно закрепленных стальных профилей.

Расположение опор испытываемых образцов плит при испытаниях должно соответствовать приведенной схеме испытаний. Размеры опор определяются в зависимости от данных, принятых при расчете изделий.

Стенд для проведения испытаний плит на вертикальную нагрузку приведен на рисунке 5б.

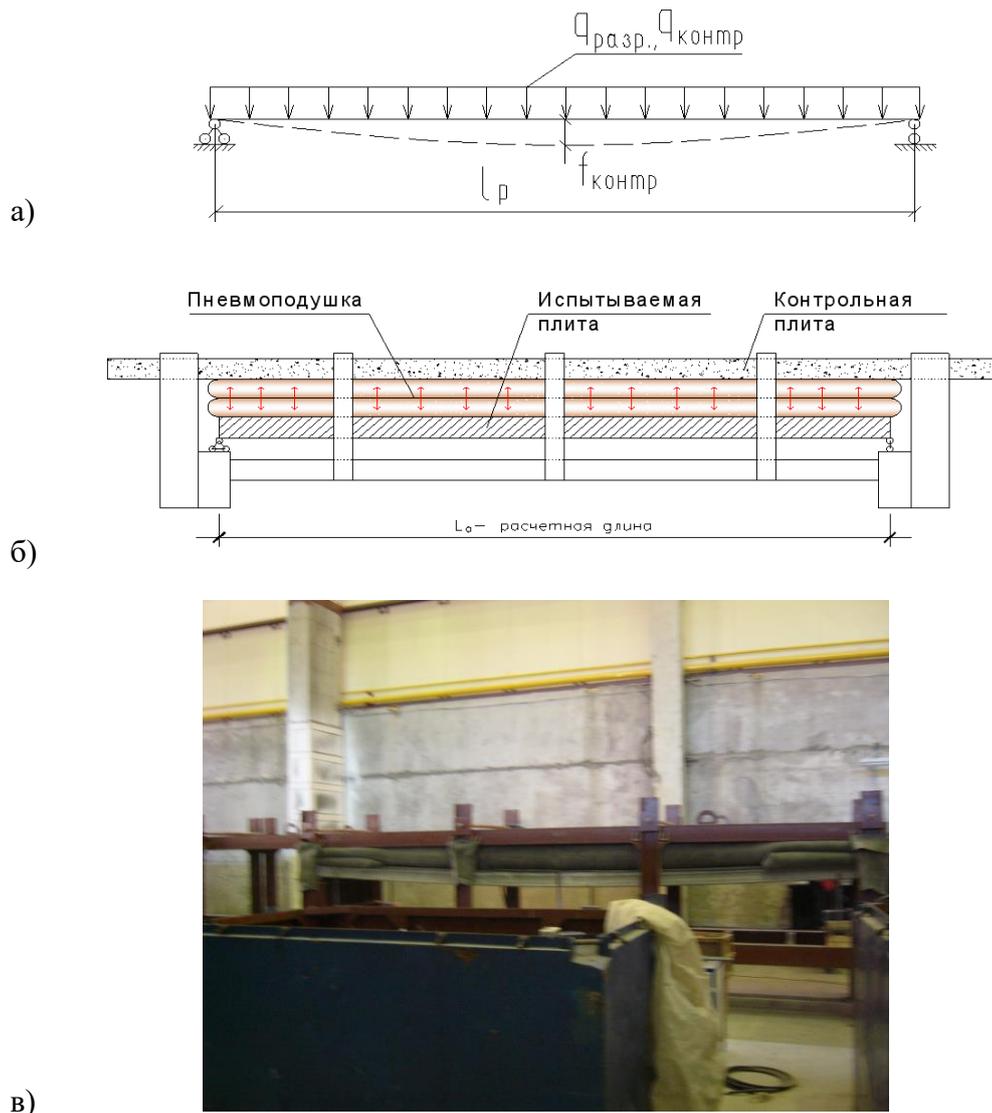


Рисунок 5 - Расчётная схема и натурные испытания плит перекрытий:  
 а) расчетная схема; б) стенд для испытаний;  
 в) фотофиксация стенда в процессе испытаний

Нагружение конструкции производится поэтапно с помощью пневматической установки которая нагнетает воздух в резиновую камеру, расположенную между контрольной и испытываемой плитой. Значение нагрузки изменяется в зависимости от давления воздуха в камере.

Определение контрольных нагрузок, прогибов и ширины раскрытия трещин осуществляется с учетом требований ГОСТ 8829-94.

Как было указано выше, проведены испытания четырех плит: ПБ 2.2-66-12-8с9, ПБ 2.2-78-12-8с9, ПБ 2.2-84-12-8с9, ПБ 2.2-90-12-8с9.

Проектные контрольные нагрузки (вес груза) на  $1 \text{ м}^2$  плиты составляют:

- по жёсткости (трещины не образуются) и трещиностойкости –  $6,7 \text{ кН/м}^2$ ;
- по прочности для 1-го случая разрушения ( $C = 1,4$ ) –  $13,05 \text{ кН/м}^2$ ;
- по прочности для 2-го случая разрушения ( $C = 1,6$ ) –  $15,4 \text{ кН/м}^2$ .

При указанных значениях нагрузок определены граничные значения прогибов (по ГОСТ 8829-94 приложение А):

в плите ПБ 2.2-66-12-8:

для 1-го случая разрушения – 74 мм;

для 2-го случая разрушения – 50,2 мм.

в плите ПБ 2.2-78-12-8:

для 1-го случая разрушения – 248 мм;

для 2-го случая разрушения – 142 мм.

в плите ПБ 2.2-84-12-8:

для 1-го случая разрушения – 248 мм;

для 2-го случая разрушения – 142 мм.

в плите ПБ 2.2-90-12-8:

для 1-го случая разрушения – 248 мм;

для 2-го случая разрушения – 142 мм.

Максимально допустимая (расчетная) величина «втягивания» канатов напрягаемой арматуры при контрольной нагрузке по прочности составляет 0,1 мм.

### **3.2.2 Продольные стыки соединений плит перекрытий**

Работа продольных стыков плит перекрытий в реальном здании предполагается близкой к чистому сдвигу.

Принципиальная схема испытаний продольного стыка и фактическая реализации этой схемы приведена на рисунке 6.

Как было отмечено выше, испытания проводятся для трех образцов продольных стыков СП-20-00-00, СП-30-00-00 и СП-40-00-00, отличающихся классом бетона. В каждой серии испытывается по 2 (два) образца.

Расчетные усилия (условное разрушение стыка) составляют для образцов серий:

СП-20-00-00 – 59 400 кгс;

СП-30-00-00 – 79 200 кгс;

СП-40-00-00 – 92 400 кгс.

При проведении испытаний осуществляется контроль нагрузок и деформаций на каждом шаге нагружения, для чего в характерных точках испытываемых образцов были установлены специальные приборы (прогибомеры).

Схема расстановки измерительного оборудования приведена на рисунке 7.

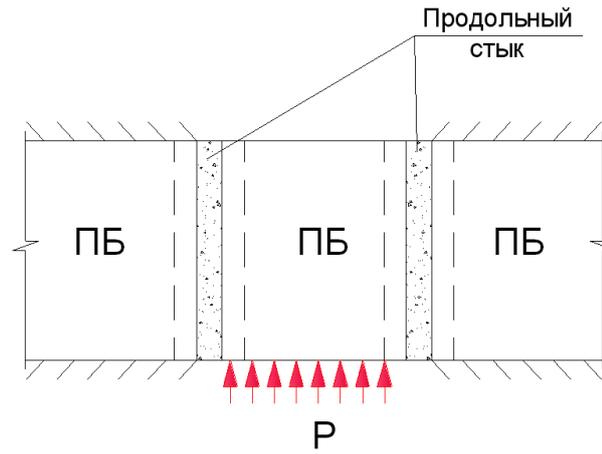
### **3.2.3 Динамические испытания продольного стыка соединений плит.**

К проведению динамических испытаний принимаются для тех же серий образцов стыков соединений плит, что и для проведения статических испытаний (см. раздел 3.2.4).

Схема проведения динамических испытаний приведена на рисунке 8.

Режим динамических испытаний устанавливаются с учетом возможностей вибрационного оборудования, на основе данных, приведенных в таблице 6.

а)



б)



Рисунок 6 – Схема и стенд для испытаний продольного стыка на сдвиг:  
а) расчетная схема; б) стенд для испытаний (фотофиксация)

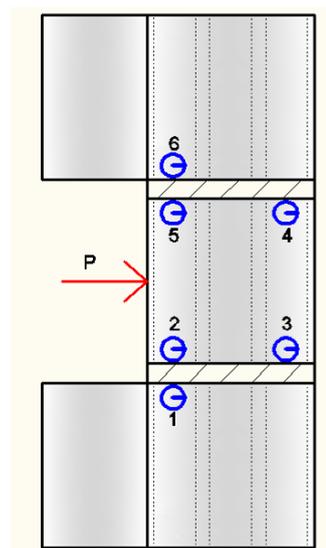


Рисунок 7 – Схема испытаний и расстановки измерительного оборудования

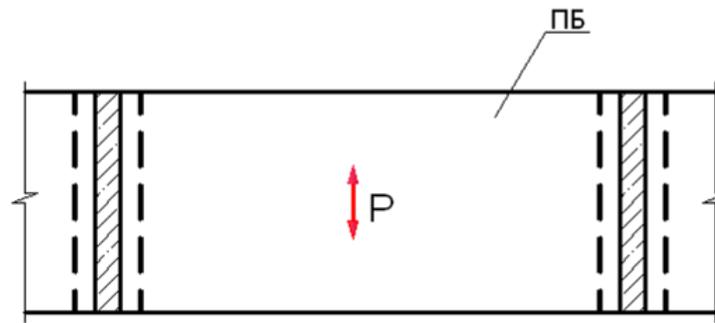


Рисунок 8 – Схема динамических испытаний продольного стыка на сдвиг

Таблица 6 – Режимы нагружения при динамических испытаниях

№ п/п	Маркировка образца	Частота динамической нагрузки	Время приложения, не менее (сек)	Вылет дебалансов, (см)	Максимальное значение горизонтальной нагрузки на валу вибромашины, (т)
1	Все типы стыков	4	120	20	12
2		6	80	11	12
3		8	60	6	12
4		10	50	3,5	12

Примечание: Максимальные усилия и деформации в стыках соединений плит определяются по фактическим замерам

### 3.2.4 Поперечные (торцевые) стыки плит перекрытий

Данный вид испытаний проводится с целью оценки несущей способности стыковых соединений на восприятие сдвиговых усилий.

Принципиальная схема испытаний поперечного стыка и фактическая реализация схемы приведена на рисунке 9.

Для получения информации о работе торцевого стыка при действии горизонтальной нагрузки необходимо провести испытания серии образцов с различными вариантами его конструирования (см. выше).

В рамках научно-исследовательской работы проведены испытания следующих типов (серий образцов) стыков соединений плит:

– СТ-20(30;40)-00-24(36;46), когда для плит шириной 1200 мм (6 пустот) выполняются 2 (две) основные шпонки плиты на глубину от 240 до 460 мм, а остальные шпонки - на глубину не более 100 мм.

Расчетная величина, определенная для проектных сдвиговых усилий, характеризующих условное разрушение стыка, например для шпонки глубиной 360 мм составляет для класса бетона от В20 до В40 – 71 300 и 110 880 кгс, соответственно.

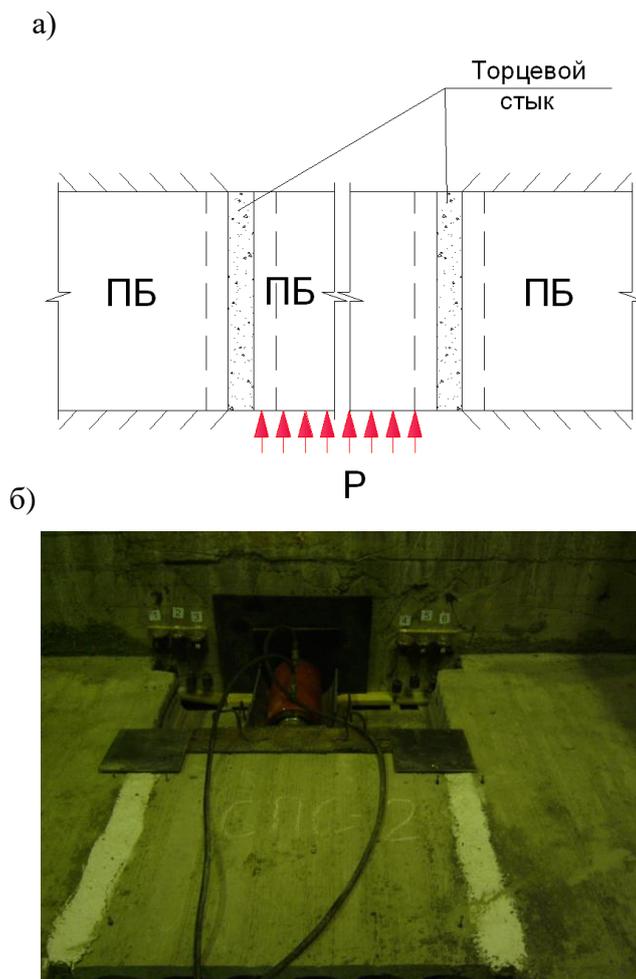


Рисунок 9 - Схема и стенд для испытаний поперечного стыка на сдвиг:  
 а) расчетная схема; б) стенд для испытаний (фотофиксация)

При выполнении поперечного армированного стыка соединений плит основные шпонки выполняются по аналогии с неармированными образцами. При этом имеется возможность дополнительно изменять диаметр арматуры от 10 до 14 мм.

Так, например, для стыка по серии СТ-20(30;40)-12-36 с бетоном класса В20;30;40, армированного стержнями  $4 \times \text{Ø}12$  с арматурой класса А400 и глубиной анкеровки 360 мм расчетные сдвиговые усилия составляют:

- до появления трещин – 21 840 (24 800; 28 440) кгс, соответственно;
- условное разрушение стыка – 71 300 (95 040; 110 880) кгс, соответственно.

Расчетные характеристики других стыков определяются по аналогии.

### 3.2.5 Динамические испытания поперечного стыка соединений плит

Динамические испытания образцов проводятся для сравнительной оценки поведения стыков плит при воздействии статической и знакопеременной нагрузки.

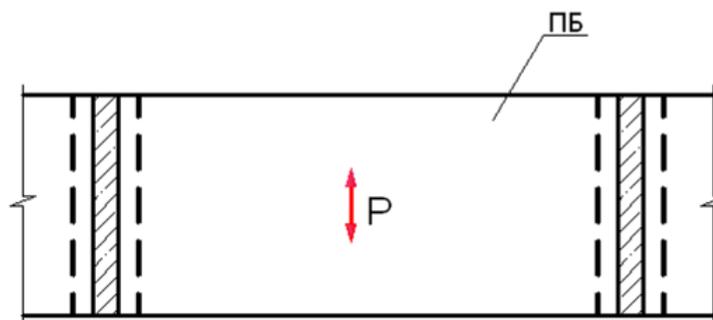
Испытания выполняются для стыков, имеющих конструктивные параметры, аналогичные стыкам, описанным в разделе 3.2.4 Отчета. При этом выбиралось минимальное количество образцов, испытания которых дают возможность получить необходимую информацию для проведения сравнительного анализа.

Так из 8 (восьми) серий образцов стыков, подвергнутых статическим испытаниям, для динамических испытаний было выбрано 4 (четыре) типа образца: СТ-20-00-36; СТ-30-00-36; СТ-20-12-36; СТ-30-14-46.

Основные параметры динамических колебаний при испытаниях назначаются по результатам статических испытаний и расчетного анализа, с учетом характеристик по вибрационному оборудованию (см. выше).

Схема проведения динамических испытаний и ее фактическая реализация приведены на рисунке 10.

а)



б)



Рисунок 10 – Схема и стенд для динамических испытаний стыков соединений плит:  
а) схема испытаний; б) стенд для испытаний.

## 4 РЕЗУЛЬТАТЫ ИСПЫТАНИЙ

### 4.1 Испытания плит на вертикальную нагрузку

В качестве образцов для испытаний принято 4 серии стандартных плит, изготовленных на заводе ООО «Магис» (с. Майма, Республика Алтай).

В том числе:

– ПБ 2.2-66-12-8с9; ПБ 2.2- 78-12-8с9; ПБ 2.2- 84-12-8с9; ПБ 2.2- 90-12-8с9.

Основные конструктивные параметры плит перекрытий определены в соответствии с [2.1.2] и приведены в таблице 7.

Таблица 7 – Плиты перекрытий для испытаний на вертикальную нагрузку

Марка изделия	$L_p$ (м)	$L$ (м)	$B$ (м)	$h$ (м)	Параметры армирования канаты Ø12 К7 (шт)	$q_p$ (кгс/м <sup>2</sup> )
ПБ 2.2-90-12-8	8,9	9,0	1,2	0,22	11	800
ПБ 2.2-84-12-8	8,3	8,4	1,2	0,22	9	800
ПБ 2.2-78-12-8	7,7	7,7	1,2	0,22	8	800
ПБ 2.2-66-12-8	6,5	6,6	1,2	0,22	5	800

Серии отличаются между собой длиной и параметрами конструирования (армированием). При этом расчетная нагрузка для всех испытанных образцов остается неизменной.

Оценка несущей способности (прочности и трещиностойкости) плит проводилась по стандартной методике в соответствии с ГОСТ 8829 (см. раздел 3.1 Отчета).

Обобщенные результаты испытаний плит перекрытий на вертикальную нагрузку приведены в таблице 8.

Основными параметрами при оценке и подтверждении соответствия плит по данному типу испытаний является прочность, трещиностойкость и жесткость конструкции.

#### Результаты испытаний плит перекрытий типа ПБ 2.2.-66-12-8с9.

##### *Прочность*

При нагрузке 1305 кгс/м<sup>2</sup> (с учётом коэффициента безопасности  $C = 1,4$  для первого случая разрушения), разрушение от достижения в рабочей арматуре нормального сечения напряжений, соответствующих пределу текучести стали не происходит. Максимальные значения прогибов плиты составили 30,0 мм. При этом в растянутой зоне образовались трещины в количестве 8 (восьми) штук шириной раскрытия до 3,5 мм. Канаты втянулись в тело панели до 6,5 мм. Произошло снижение несущей способности плиты.

При нагрузке 1540 кгс/м<sup>2</sup> (с учётом коэффициента безопасности  $C = 1,6$  для второго случая разрушения), разрушение от раздробления бетона сжатой зоны над нормальной трещиной в изделии до достижения предела текучести стали, не произошло. Максимальные значения прогибов плиты составили 113,0 мм. При этом в растянутой зоне появились многочисленные трещины, проявилось значительное проскальзывание канатов на опорной зоне (до 11,0 мм), произошла потеря несущей способности плиты.

После снятия всей нагрузки остаточные значения прогибов в середине пролета плиты составили 60 мм, образовавшиеся трещины сохранились.

##### *Жесткость и трещиностойкость*

При контрольной нагрузке 670 кгс/м<sup>2</sup> в середине пролета трещины не образовались. Проскальзывания арматуры не зафиксировано.

Таблица 8 – Результаты испытаний плит перекрытий на вертикальную нагрузку

Марка изделия	Оценка прочности								Трещиностойкость при нагрузке 670 (кгс/м <sup>2</sup> )		Жесткость при нагрузке 670 (кгс/м <sup>2</sup> )	
	q = 1305 (кгс/м <sup>2</sup> ) при C = 1,4				q = 1540 (кгс/м <sup>2</sup> ) при C = 1,6				трещины	проскальзывание	Факт. прогиб, мм	контр. прогиб, мм
	прогиб Δ, мм	трещины		вытягив. канатов, мм	прогиб Δ, мм	трещины		вытягив. канатов, мм				
кол-во, шт		ширина раскрытия, мм	количество, шт			ширина раск-ия, мм						
ПБ 2.2-90-12-8	30	8	3,5	6,5	113	Многочисленные трещины в растянутой зоне	6,5-11	не образовались	не отмечено	3	23	
	Снижение несущей способности плиты				Потеря несущей способности плит							
ПБ 2.2-84-12-8	110	15	0,4-0,9	нет	143	19	1,2	нет	При нагрузке 540 кг/см <sup>2</sup> образовалось 4 трещины шириной 0,1 мм.	не отмечено	23	30
	Потеря несущей способности не произошла				Плита выдержала испытания							
ПБ 2.2-78-12-8	108	15	0,4-0,9	1	161	18	0,05-2,0	2-10	не образовались	не отмечено	8	42
	Потеря несущей способности не произошла				Потеря несущей способности							
ПБ 2.2-66-12-8	100	21	0,2-0,4	нет	129	22	0,2-0,9	нет	не образовались	не отмечено	20	54
	Потеря несущей способности не произошла				Несущая способность плиты сохранилась							

Фактический прогиб составил 3,0 мм, что в более чем 7 раз ниже контрольного значения, равного 23,0 мм.

*Вывод: Условие по обеспечению прочности, жесткости и трещиностойкости конструкции выполняется.*

#### Результаты испытаний плит перекрытий типа ПБ 2.2.-78-12-8с9.

##### *Прочность*

При нагрузке 1305 кгс/м<sup>2</sup> (с учётом коэффициента безопасности  $C = 1,4$  для первого случая разрушения), разрушение от достижения в рабочей арматуре нормального сечения напряжений, соответствующих пределу текучести стали не происходит. Максимальные значения прогибов плиты составили 110,0 мм. При этом, в растянутой зоне появились многочисленные трещины в количестве 15 (пятнадцати) штук размером от 0,4 мм до 0,9 мм, но проскальзывание канатов с потерей несущей способности не произошло.

При нагрузке 1540 кгс/м<sup>2</sup> (с учётом коэффициента безопасности  $C = 1,6$  для второго случая разрушения), разрушение от раздробления бетона сжатой зоны над нормальной трещиной в изделии до достижения предела текучести стали также не происходит. Максимальные прогибы плиты в середине пролета составили 143,0 мм. При этом появились многочисленные трещины в растянутой зоне в количестве 19 (девятнадцати) штук размерами до 1,2 мм. Проскальзывание канатов не наблюдается.

##### *Жесткость и трещиностойкость*

При контрольной нагрузке 540 кг/м<sup>2</sup> появились трещины в количестве 4 (четырёх) штук с шириной раскрытия 0,1 мм.

Фактически измененный прогиб составил 23,0 мм, что меньше контрольного значения (30,0 мм)

*Вывод: Условие по обеспечению прочности и жесткости конструкции выполняется, а трещиностойкость - не обеспечивается.*

#### Результаты испытаний плит перекрытий типа ПБ 2.2.-84-12-8с9.

##### *Прочность*

При нагрузке 1305 кгс/м<sup>2</sup> (с учётом коэффициента безопасности  $C = 1,4$  для первого случая разрушения), разрушение от достижения в рабочей арматуре нормального сечения напряжений, соответствующих пределу текучести стали не происходит. Максимальный прогиб плиты в середине пролета составляет 108,0 мм. При этом в растянутой зоне появились многочисленные трещины в количестве 15 (пятнадцати) штук с размерами от 0,4 мм до 0,9 мм, наблюдается проскальзывание канатов на 1,0 мм. Потеря несущей способности конструкции не происходит.

При нагрузке 1540 кгс/м<sup>2</sup> (с учётом коэффициента безопасности  $C = 1,6$  для второго случая разрушения), разрушение от раздробления бетона сжатой зоны над нормальной трещиной в изделии до достижения предела текучести стали, не происходит. Максимальные значения прогибов в середине пролета составляют 161,0 мм. При этом появились многочисленные трещины в растянутой зоне в количестве 18 (восемнадцати) штук с размерами от 0,1 мм до 2,0 мм; произошло разрушение угла плиты; наблюдается проскальзывание канатов на 2,0 – 10, 0 мм. Произошла потеря несущей способности.

##### *Жесткость и трещиностойкость*

При контрольной нагрузке 670 кгс/м<sup>2</sup> трещины в плите не образовались. Проскальзывания арматуры не зафиксировано. Фактический прогиб составил 8,0 мм, что более чем в 6 раз меньше контрольных значений (42,0 мм).

*Вывод: Условие по обеспечению прочности, жесткости и трещиностойкости конструкции выполняется.*

Результаты испытаний плит перекрытий типа ПБ 2.2.-90-12-8с9.

#### *Прочность*

При нагрузке  $1305 \text{ кгс/м}^2$  (с учётом коэффициента безопасности  $C=1,4$  для первого случая разрушения), разрушение от достижения в рабочей арматуре нормального сечения напряжений, соответствующих пределу текучести стали не происходит. Максимальный прогиб конструкции составляет  $100,0 \text{ мм}$ . При этом, в растянутой зоне появились многочисленные трещины в количестве 21 (двадцати одной) штуки с размерами от  $0,2$  до  $0,4 \text{ мм}$ , но втягивание канатов в тело плиты не происходит.

При нагрузке  $1540 \text{ кг/м}^2$  (с учётом коэффициента безопасности  $C=1,6$  для второго случая разрушения), разрушение от раздробления бетона сжатой зоны над нормальной трещиной в изделии до достижения предела текучести стали, не происходит. Максимальный прогиб плиты в середине пролета составляет  $129,0 \text{ мм}$ . При этом, появились многочисленные трещины в растянутой зоне в количестве 22 (двадцати) штук с размерами от  $0,2$  до  $0,9 \text{ мм}$ .

При снижении нагрузки (до величины, соответствующей коэффициенту  $C=1,35$ ) трещины размером до  $0,9 \text{ мм}$  появились с обоих торцов плиты, произошел спад нагрузки. Однако втягивания канатов в тело плиты не наблюдается, а ее несущая способность сохранилась.

#### *Жесткость и трещиностойкость*

При контрольной нагрузке  $670 \text{ кгс/м}^2$  трещины в плите не образовались. Проскальзывания арматуры не зафиксировано. Фактический прогиб составил  $20,0 \text{ мм}$ , что более чем в 2,7 раз меньше контрольных значений ( $54,0 \text{ мм}$ ).

*Вывод: Условие по обеспечению прочности, жесткости и трещиностойкости конструкции выполняется.*

### **4.2 Испытания продольных стыков плит перекрытий (статическое нагружение)**

Испытания продольных стыков на воздействие усилий сдвига (статическое нагружение) проведены с целью оценки влияния класса бетона на его прочность и жесткость.

На рисунке 11 приведены диаграммы деформирования продольных стыков при воздействии статических нагрузок.

Характеристики работы стыков по результатам расчетов и испытаний представлены в таблицах 9 - 11, где приняты следующие обозначения:

$P_0$  – расчетная нагрузка на продольный стык, определенная с применением ПК SCAD для его конструирования;

$R_{bt} = R_{bt} \times A$  – нормативная величина нагрузки, по отношению к которой устанавливаются параметры предельных состояний продольного стыка. Характеризуется как возможная максимальная нагрузка на стык, соответствующая его прочности на растяжение;

$R_{bt}$  – расчетное сопротивление бетона продольного стыка по прочности на растяжение;

$A_b$  – площадь среза бетона, которая равна произведению длины шпонки продольного стыка на его ширину;

Таблица 9 – Расчетные характеристики продольных стыков

Тип стыка	Расчетные показатели						
	Класс бетона	Прочность бетона $R_{bt}$ (МПа)	Площадь среза бетона $A_b$ (см <sup>2</sup> )	Расчетная нагрузка $P_o$ (кгс)	Условная нагрузка $P_{bt}$ (кгс)	$\alpha = P_{bt}/P_o$	Среднее значение $\alpha$
СП-20-00-00	B20	0,9	2200	10500	19800	1,88	1,86
СП-30-00-00	B30	1,2		14000	26400	1,88	
СП-40-00-00	B40	1,4		17000	30800	1,81	

Таблица 10 – Характеристики прочности продольных стыков ( $P_j$ , кгс)

Тип стыка	Характеристики прочности							
	$P_o$	$P_{bt}$	$\alpha$	$P_{crc}^3$	$P_{max}^3$	$K_1$	$K_2$	$\beta$
СП 20-00-00	10500	19800	1,88	11000	22000	0,55	1,11	2,00
СП 30-00-00	14000	26400	1,88	14500	30000	0,54	1,14	2,07
СП 40-00-00	17000	30800	1,81	17500	36000	0,57	1,17	2,06
Среднее значение	-	-	1,88	-	-	0,55	1,14	2,04

Таблица 11– Параметры деформирования продольных стыков ( $\Delta_o$ , мм)

Тип стыка	Характеристики деформации							
	$\Delta_o$	$\Delta_{bt}$	$\alpha_\Delta$	$\Delta_{crc}^3$	$\Delta_{max}^3$	$K_{1\Delta}$	$K_{2\Delta}$	$\beta_\Delta$
СП 20-00-00	0,50	0,98	1,96	0,50	1,1	0,51	1,12	2,2
СП 30-00-00	0,30	0,67	2,23	0,30	0,8	0,45	1,19	2,64
СП 40-00-00	0,21	0,45	2,14	0,21	0,6	0,47	1,33	2,83
Среднее значение	-	-	2,11	-	-	0,48	1,21	2,56

$P_{crc}$  – максимальное значение нагрузки, при которой в продольном стыке образуется первая трещина;

$P_{max}$  – максимальное значение нагрузки, при которой происходит разрушение продольного стыка (его несущая способность).

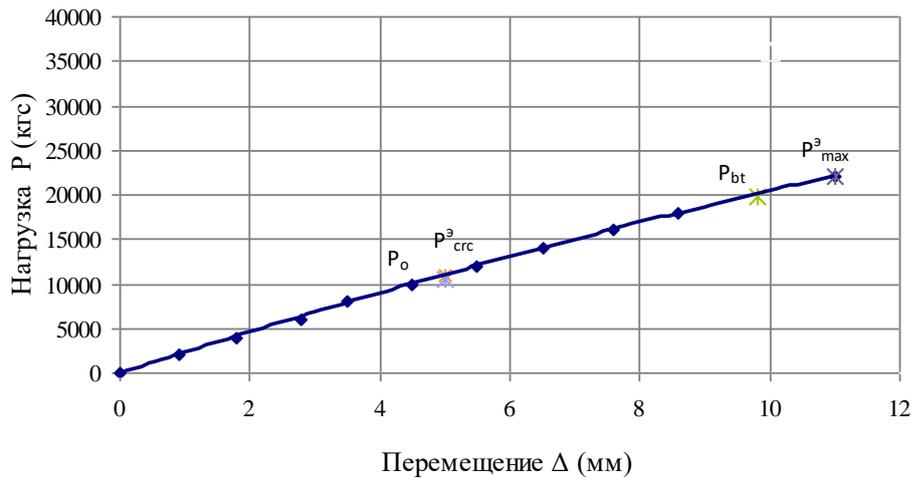
$\alpha = P_{bt}/P_o$  – коэффициент приведения расчетной нагрузки к нормативным значениям, определенным в зависимости от расчетного сопротивления бетона продольного стыка по прочности на растяжение;

$K_1 = P_{crc}^3/P_{bt}$  – коэффициент, полученный по результатам испытаний продольных стыков и соответствующий моменту образования трещин;

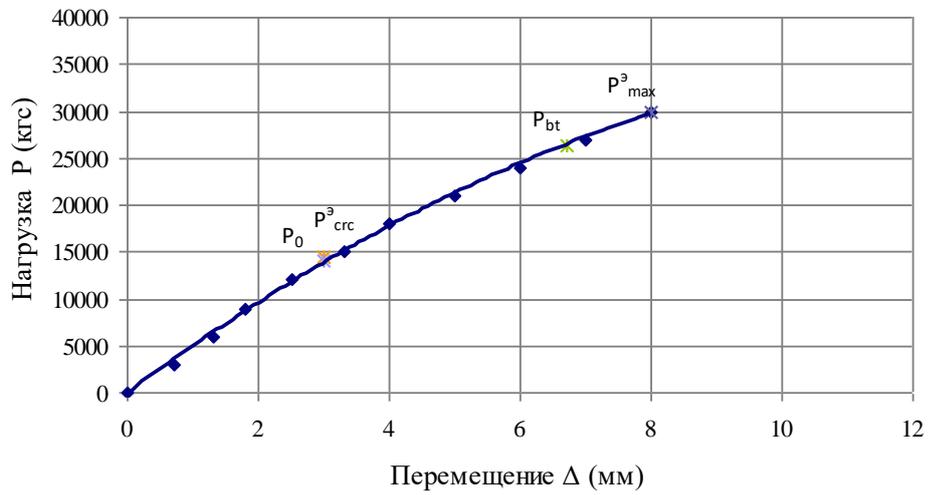
$K_2 = P_{max}^3/P_{bt}$  – коэффициент, полученный по результатам испытаний продольных стыков и соответствующий моменту его разрушения (его несущая способность);

$\beta = P_{max}^3/P_{crc}^3$  – коэффициент, полученный по результатам испытаний продольных стыков и характеризующий их податливость.

### Тип стыка - СП-20-00-00



### Тип стыка - СП-30-00-00



### Тип стыка СП-40-00-00

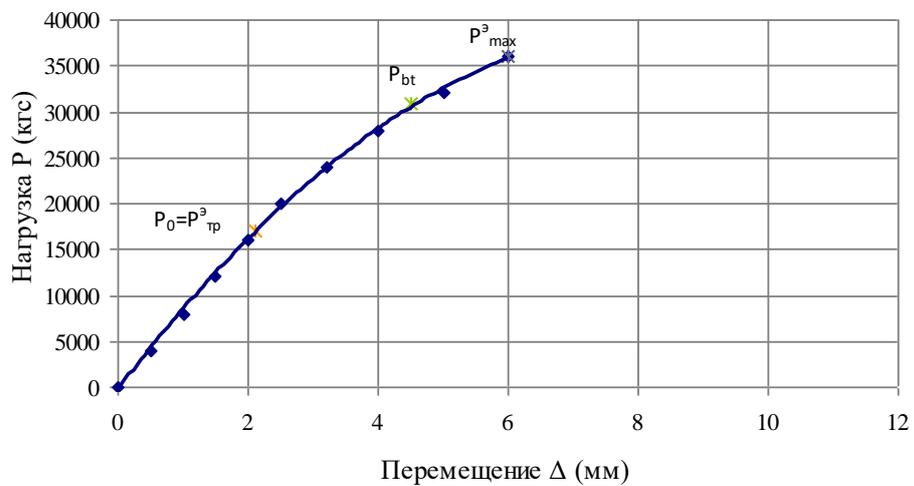


Рисунок 11 – Диаграммы деформирования продольного стыка при работе на сдвиг для различных характеристик прочности и жесткости (класс бетона)

### 4.3 Испытания поперечных стыков плит перекрытий (статическое нагружение)

#### Стыки поперечные, без армирования.

Испытания поперечных стыков без армирования на воздействие усилий сдвига (статическое нагружение) проведены с целью оценки влияния класса бетона и глубины шпонки на его прочность и жесткость.

Оценка параметров прочности и деформативности поперечных стыков без армирования проводится по аналогии с продольными стыками.

Результаты расчетного анализа и экспериментальных исследований поперечных стыков без армирования приведены в таблицах 12 – 14, а диаграммы деформирования - на рисунках 12-13.

Таблица 12 – Расчетные характеристики поперечных стыков без армирования

Тип стыка	Расчетные показатели стыков						
	Класс бетона	Прочность бетона $R_{bt}$ (МПа)	Площадь среза бетона $A_b$ (см <sup>2</sup> )	Расчетная нагрузка $P_o$ (кгс)	Условная нагрузка $P_{bt}$ (кгс)	$\alpha = P_{bt}/P_o$	Среднее значение $\alpha$
СТ-20-00-36 СТ-20-00-46	B20	0,9	5280	9000	47520	5,28	5,58
СТ-30-00-36 СТ-30-00-46	B30	1,2		11000	63360	5,76	
СТ-40-00-36 СТ-40-00-46	B40	1,4		13000	73920	5,69	

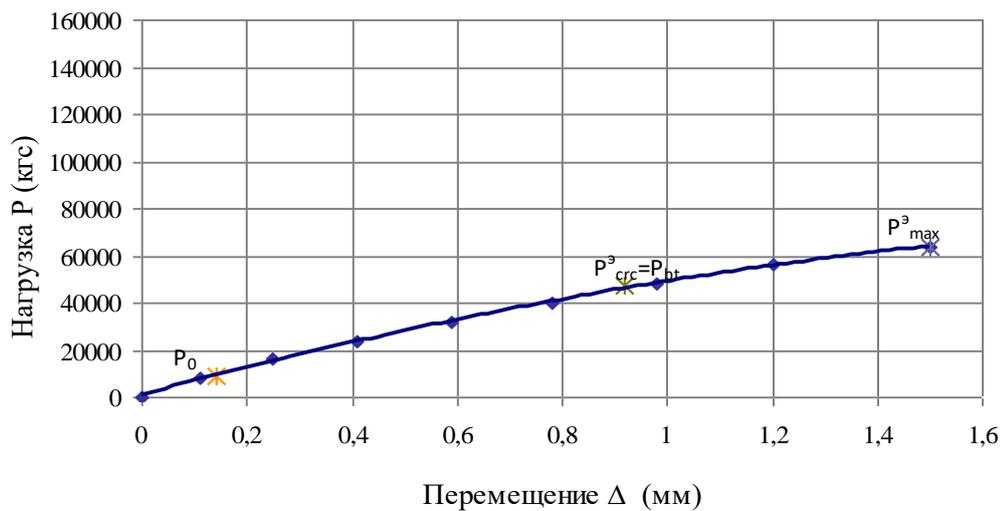
Таблица 13 – Характеристики прочности поперечных стыков без армирования ( $P_j$ , кгс)

Тип стыка	Характеристики прочности							
	$P_o$	$P_{bt}$	$\alpha$	$P_{сrc}$	$P_{max}$	$K_1$	$K_2$	$\beta$
СТ-20-00-36 СТ-20-00-46	9000	47520	5,28	47520	64000	1,00	1,35	1,35
СТ-30-00-36 СТ-30-00-46	11000	63360	5,76	63360	88000	1,00	1,39	1,39
СТ-40-00-36 СТ-40-00-46	13000	73920	5,69	73920	140000	1,00	1,62	1,89
Среднее значение	-	-	<b>5,58</b>	-	-	<b>1,00</b>	<b>1,45</b>	<b>1,54</b>

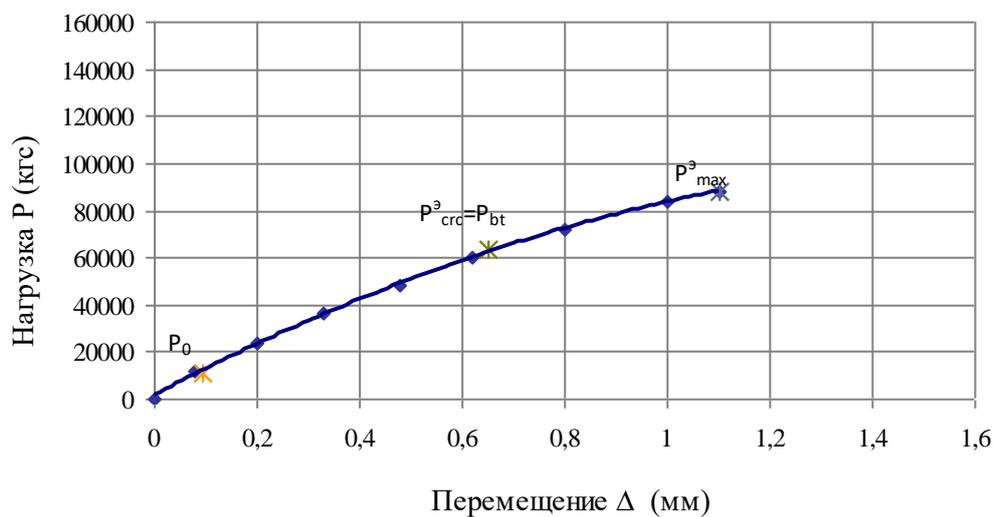
Таблица 14 – Параметры деформирования поперечных стыков без армирования ( $\Delta_o$ , мм)

Тип стыка	Характеристики деформации							
	$\Delta_o$	$\Delta_{bt}$	$\alpha_\Delta$	$\Delta_{сrc}$	$\Delta_{max}$	$K_{1\Delta}$	$K_{2\Delta}$	$\beta_\Delta$
СТ-20-00-36 СТ-20-00-46	0,14	0,92	6,57	0,92	1,5	1,00	1,63	1,63
СТ-30-00-36 СТ-30-00-46	0,095	0,65	6,84	0,65	1,1	1,00	1,69	1,69
СТ-40-00-36 СТ-40-00-46	0,03	0,19	6,33	0,19	0,5	1,00	2,27	2,63
Среднее значение	-	-	<b>6,58</b>	-	-	<b>1,00</b>	<b>1,86</b>	<b>1,98</b>

### Тип стыка СП-20-00-36



### Тип стыка СП-30-00-36



### Тип стыка СП-40-00-36

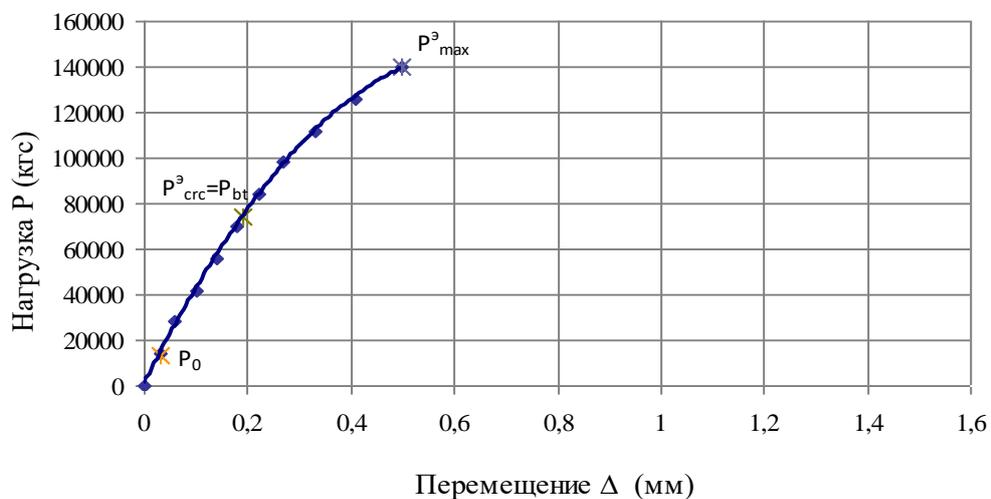
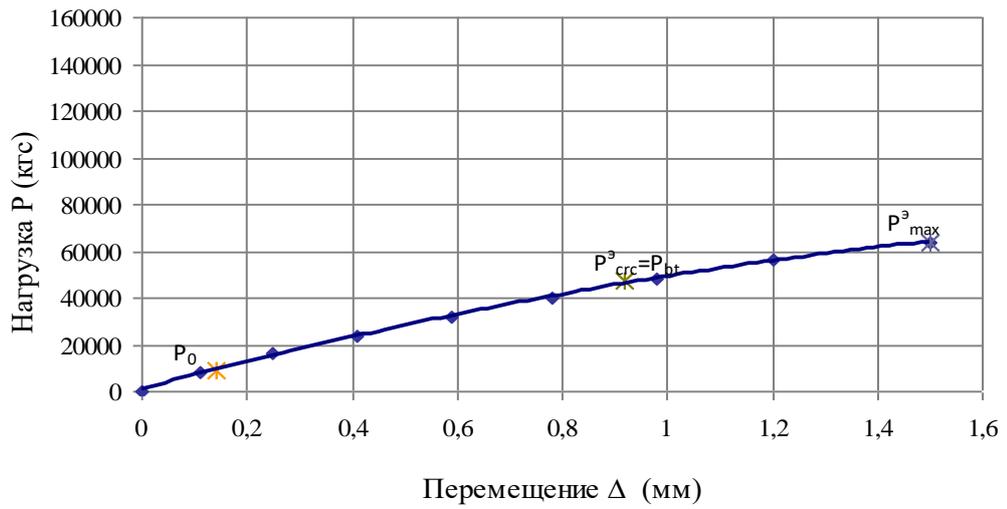
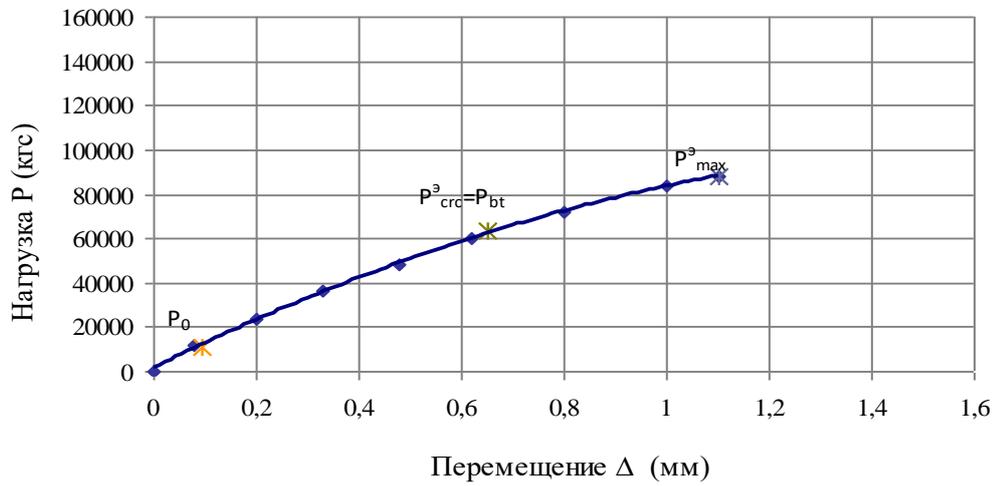


Рисунок 12 – Диаграммы деформирования поперечных стыков без армирования при воздействии статических нагрузок

Тип стыка СП-20-00-46



Тип стыка СП-30-00-46



Тип стыка СП-40-00-46

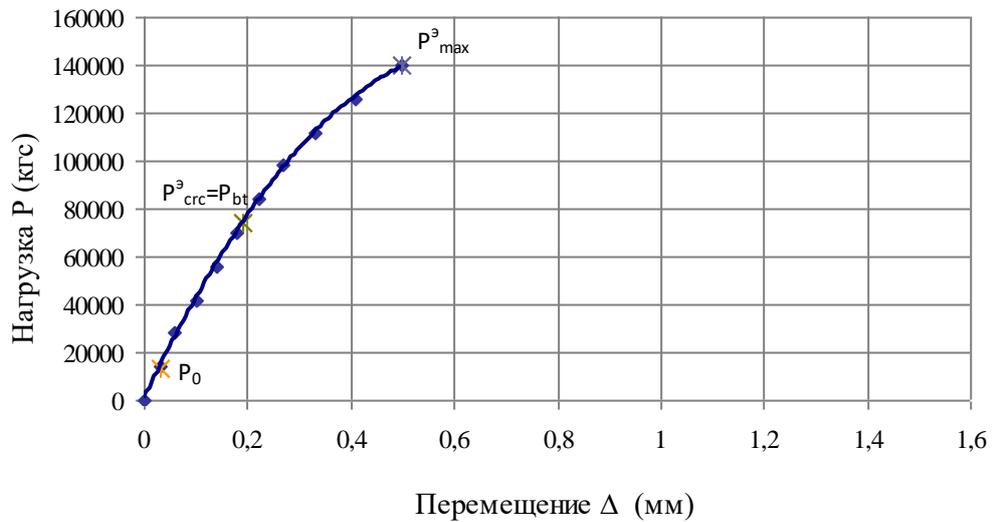


Рисунок 13 – Диаграммы деформирования поперечных стыков без армирования при воздействии статических нагрузок

В таблицах 12 – 14 и на графиках обозначения приняты по аналогии с п. 4.2.

#### Стыки поперечные, с армированием.

Испытания поперечных стыков с армированием на воздействие усилий сдвига (статическое нагружение) проведены с целью оценки влияния глубины шпонки и ее армирования на прочность и жесткость (податливость) стыков.

Максимальные сдвигающие усилия в поперечных стыках до появления трещин определяются по результатам расчетного анализа формуле:

$$P_{\text{crc}} = K_3 \times P_{\text{sn}} + K_1 \times P_{\text{bt}} , \quad (1)$$

где:

$P_{\text{crc}}$  – максимальное значение нагрузки, при которой в продольном стыке образуется первая трещина;

$K_3$  – коэффициент, характеризующий «гибкость» стыка;

$P_{\text{sn}} = R_{\text{sn}} \times A_{\text{sw}}$  – нормативная величина нагрузки, по отношению к которой устанавливаются параметры предельных состояний продольного стыка с армированием.

Характеризуется как возможная максимальная нагрузка на стык, соответствующая прочности арматурных стержней на растяжение;

$R_{\text{sn}}$  – нормативное сопротивление растяжению стали арматурных стержней;

$A_{\text{sw}}$  – площадь сечения арматурных стержней в поперечном стыке;

Параметры  $K_1$  и  $P_{\text{bt}}$  принимаются по аналогии с данными по таблице 12.

Диаграммы деформирования поперечных стыков с армированием при воздействии статических нагрузок приведены на рисунках 14 - 17, а их расчетные характеристики представлены в таблицах 15 - 18.

### **4.4 Работа поперечных стыков при динамическом нагружении**

Вибрационные испытания поперечных стыков без армирования и с армированием проведены для выявления различий в работе конструкции при статическом и динамическом воздействии, характерным для землетрясения.

Порядок и основные принципы динамических испытаний приведены в разделах 3.2.3 и 3.2.5.

Результаты сравнительного анализа работы стыков при статическом и динамическом нагружении приведены в таблице 19.

## **5 АНАЛИЗ РЕЗУЛЬТАТОВ ИСПЫТАНИЙ СТЫКОВ**

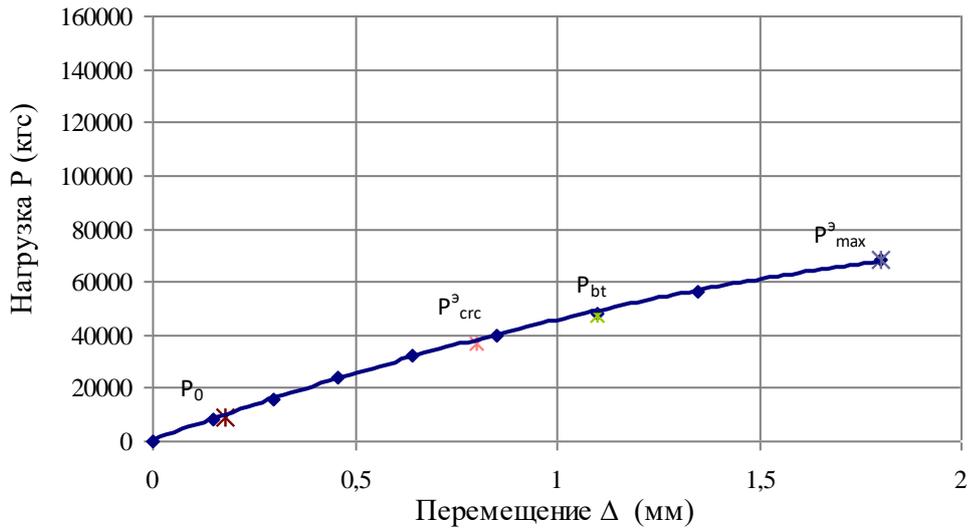
### **5.1 Работа продольных стыков на сдвиг (статическое нагружение)**

Результаты сравнительного анализа количественных характеристик продольных стыков при воздействии сдвиговых усилий приведены в таблицах 10 и 11.

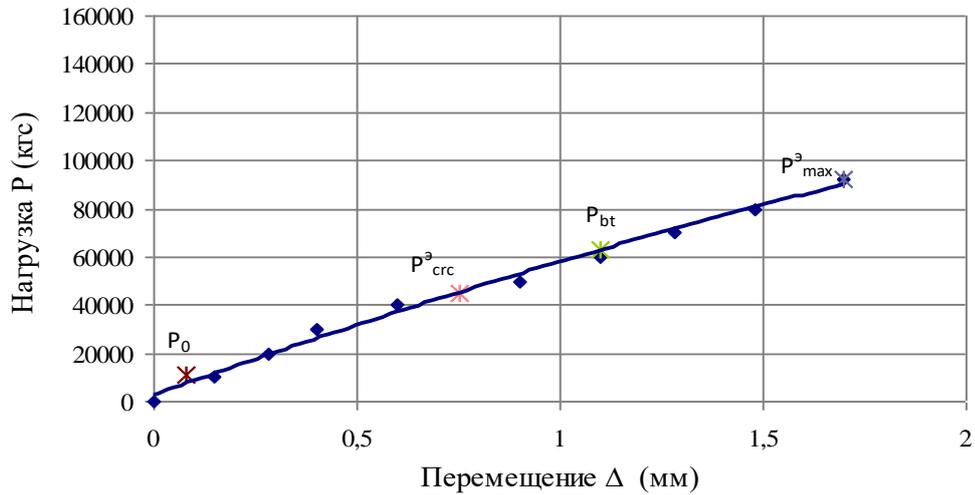
В частности, показано, что для продольных стыков характерно близкое к линейному деформирование конструкции.

Максимальная несущая способность продольных стыков зависит от прочности бетона заполнения шпонки и характеризуется значением  $P_{\text{bt}} = R_{\text{bt}} \times A$  (где  $R_{\text{bt}}$  – расчетное сопротивление бетона продольного стыка по прочности на растяжение;  $A_{\text{b}}$  – площадь среза бетона, которая равна произведению длины шпонки продольного стыка на его ширину). При этом, момент образования трещины соответствует нагрузке не более **0,5**  $P_{\text{bt}}$ .

Тип стыка СП-20-12-36



Тип стыка СП-30-12-36



Тип стыка СП-40-12-36

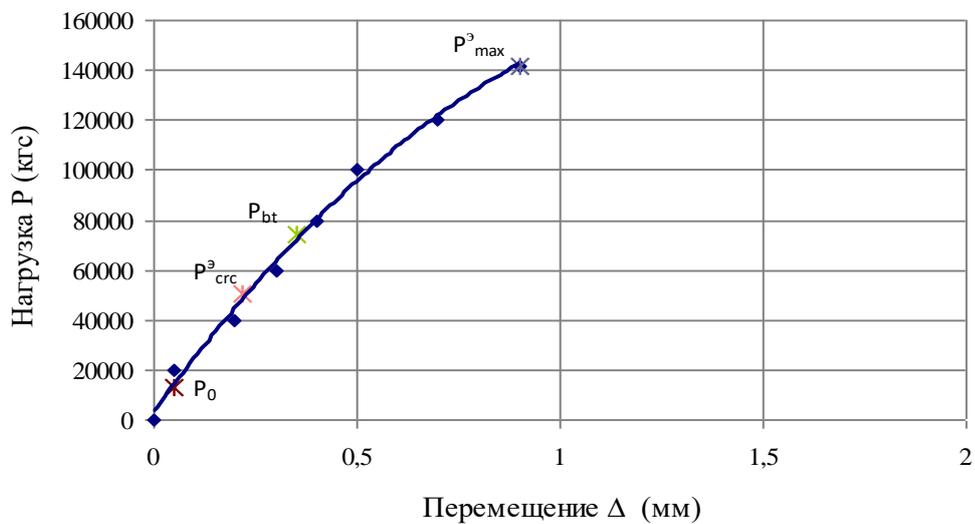
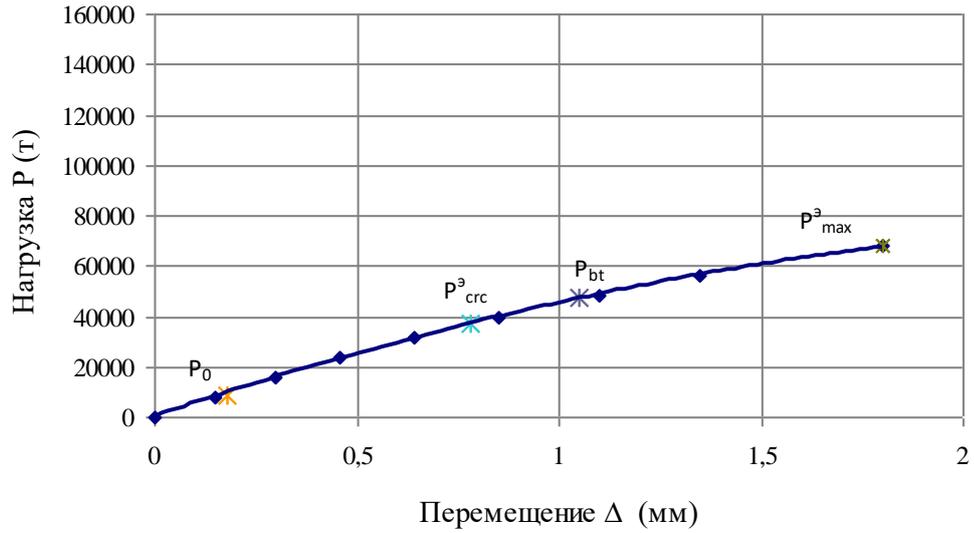
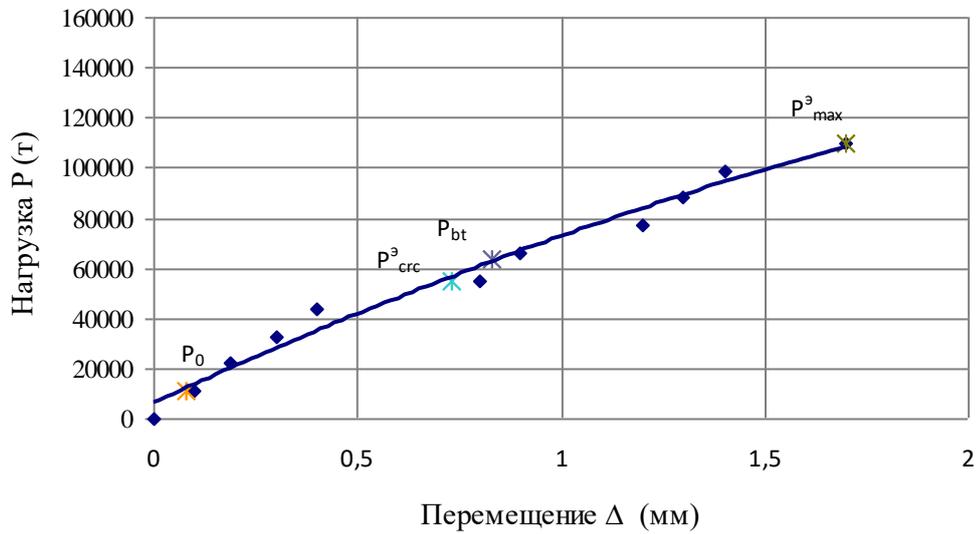


Рисунок 14 – Диаграммы деформирования поперечных стыков с глубиной шпонки 360 мм, армированных стержнями  $\varnothing 12$  (статическое нагружение)

Тип стыка СП-20-12-46



Тип стыка СП-30-12-46



Тип стыка СП-40-12-46

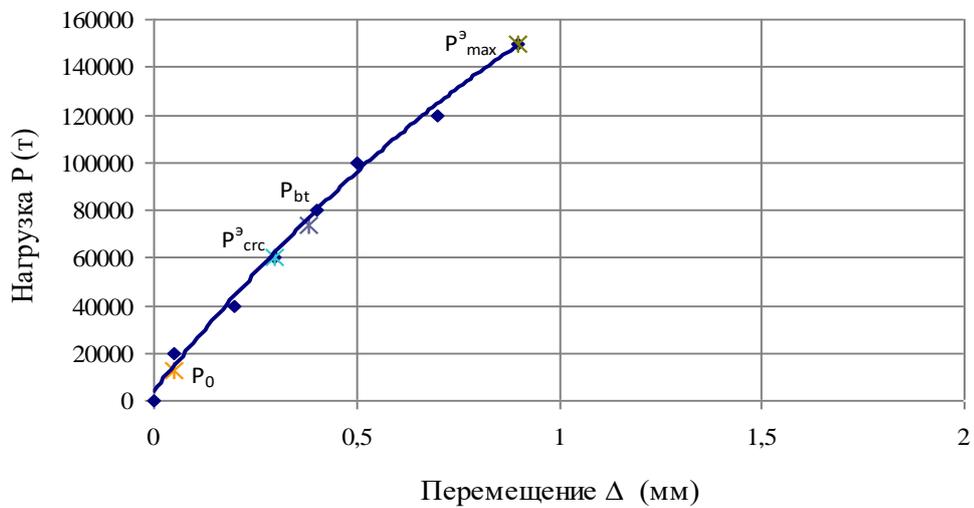
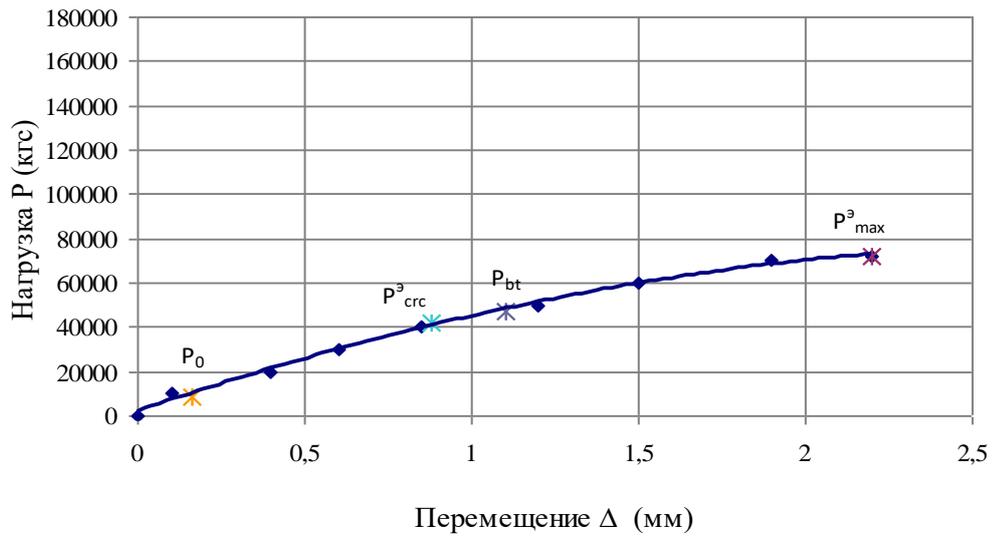
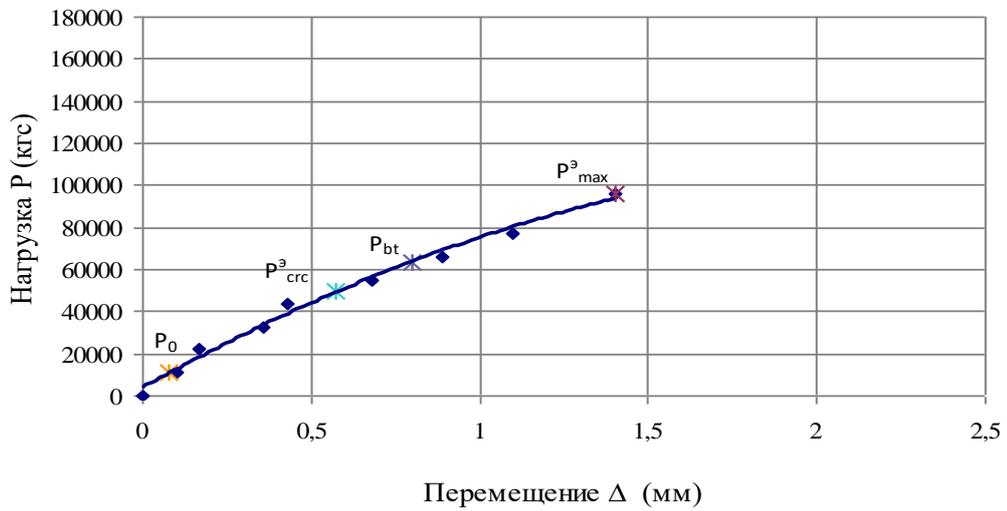


Рисунок 15 – Диаграммы деформирования поперечных стыков с глубиной шпонки 460 мм, армированных стержнями  $\varnothing 12$  (статическое нагружение)

### Тип стыка СП-20-14-36



### Тип стыка СП-30-14-36



### Тип стыка СП-40-14-36

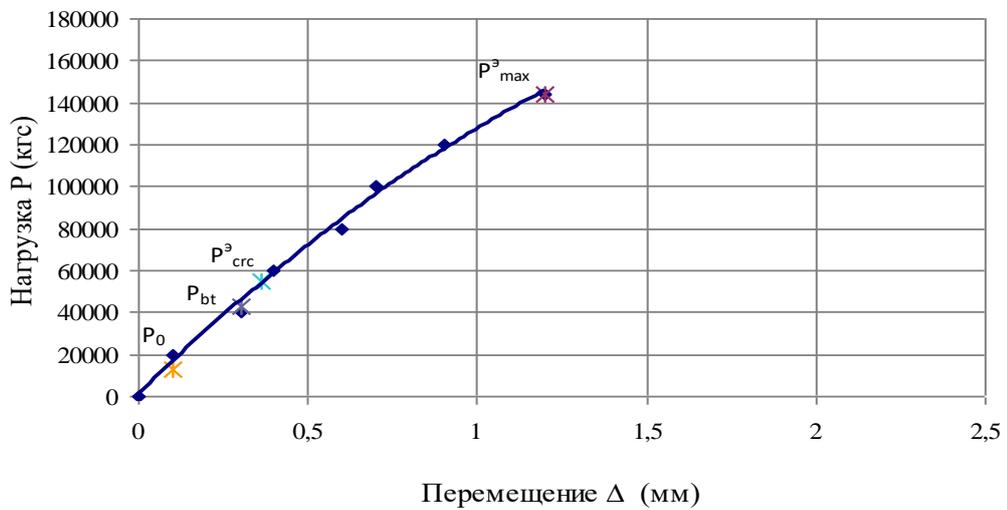
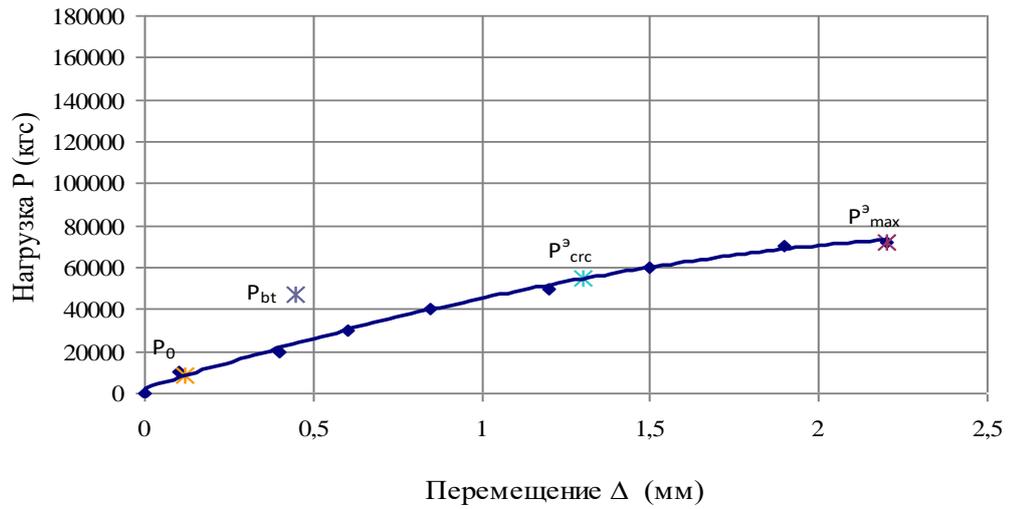
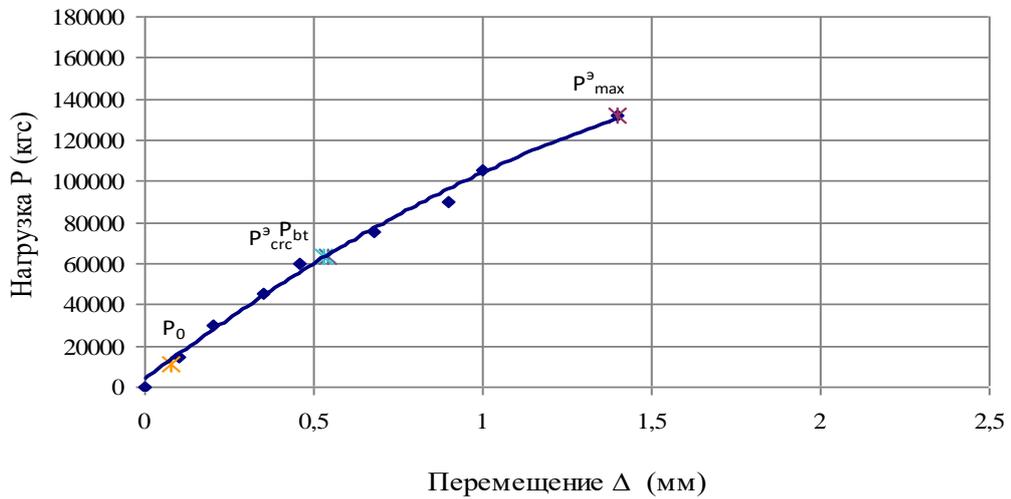


Рисунок 16 – Диаграммы деформирования поперечных стыков с глубиной шпонки 360 мм, армированных стержнями  $\varnothing 14$  (статическое нагружение)

### Тип стыка СП-20-14-46



### Тип стыка СП-30-14-46



### Тип стыка СП-40-14-46

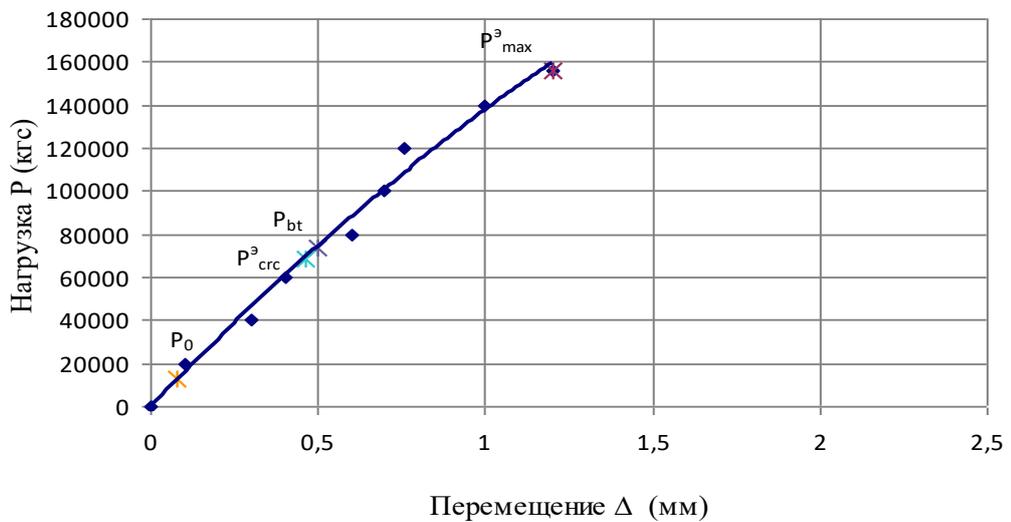


Рисунок 17 – Диаграммы деформирования поперечных стыков с глубиной шпонки 460 мм, армированных стержнями  $\varnothing 14$  (статическое нагружение)

Таблица 15 – Расчетные характеристики поперечных стыков с армированием

Тип стыка	Расчетные показатели стыков						
	Класс бетона	Прочность бетона $R_{bt}$ (МПа)	Площадь среза бетона $A_b$ (см <sup>2</sup> )	Расчетная нагрузка $P_o$ (кгс)	Условная нагрузка $P_{bt}$ (кгс)	$\alpha = P_{bt}/P_o$	Среднее значение $\alpha$
СТ 20-12-36 СТ 20-14-36 СТ 20-12-46 СТ 20-14-46	B20	0,9	5280	9000	47520	5,28	5,58
СТ 30-12-36 СТ 30-14-36 СТ 30-12-46 СТ 30-14-46	B30	1,2		11000	63360	5,76	
СТ 40-12-36 СТ 40-14-36 СТ 40-12-46 СТ 40-14-46	B40	1,4		13000	73920	5,69	

Таблица 16 – Характеристики прочности поперечных стыков с армированием ( $P_j$ , кгс)

Тип стыка	Характеристики прочности					
	$P_{bt}$	$P_{срс}$	$P_{max}$	$K^{s_1}$	$K^{s_2}$	$\beta$
СТ-20-12-36	47520	36970	68000	0,78	1,43	1,83
СТ-30-12-36	63360	44890	92000	0,71	1,45	2,04
СТ-40-12-36	73920	50170	142000	0,68	1,92	2,83
Среднее значение	-	-	-	<b>0,72</b>	<b>1,60</b>	<b>2,23</b>
СТ-20-12-46	47520	46880	68000	0,99	1,43	1,45
СТ-30-12-46	63360	54800	110000	0,86	1,74	2,01
СТ-40-12-46	73920	60080	150000	0,81	2,03	2,49
Среднее значение	-	-	-	<b>0,89</b>	<b>1,73</b>	<b>1,98</b>
СТ-20-14-36	47520	41740	72000	0,88	1,51	1,72
СТ-30-14-36	63360	49660	96000	0,78	1,51	1,93
СТ-40-14-36	73920	54940	144000	0,74	1,95	2,62
Среднее значение	-	-	-	<b>0,77</b>	<b>1,66</b>	<b>2,09</b>
СТ-20-14-46	47520	55220	72000	1,16	1,51	1,30
СТ-30-14-46	63360	63140	132000	0,99	2,08	2,09
СТ-40-14-46	73920	68420	156000	0,92	2,11	2,28
Среднее значение	-	-	-	<b>1,03</b>	<b>1,90</b>	<b>1,89</b>

Таблица 17 – Параметры деформирования поперечных стыков с армированием ( $\Delta_0$ , мм)

Тип стыка	Наименование характеристик стыка					
	$\Delta_{bt}$	$\Delta^3_{срc}$	$\Delta^3_{max}$	$K_{1\Delta}$	$K_{2\Delta}$	$\beta_{\Delta}$
СТ-20-12-36	1,10	0,80	1,80	0,73	1,64	2,25
СТ-30-12-36	1,10	0,75	1,70	0,68	1,55	2,27
СТ-40-12-36	0,35	0,22	0,90	0,63	2,57	4,09
Среднее значение	-	-	-	<b>0,68</b>	<b>1,92</b>	<b>2,87</b>
СТ-20-12-46	1,05	1,00	1,80	0,95	1,71	1,80
СТ-30-12-46	0,83	0,73	1,70	0,88	2,05	2,33
СТ-40-12-46	0,38	0,30	0,90	0,79	2,37	3,00
Среднее значение	-	-	-	<b>0,80</b>	<b>2,04</b>	<b>2,38</b>
СТ-20-14-36	1,10	0,88	2,20	0,80	2,00	2,50
СТ-30-14-36	0,80	0,57	1,40	0,71	1,75	2,46
СТ-40-14-36	0,47	0,36	1,20	0,77	2,55	3,33
Среднее значение	-	-	-	<b>0,76</b>	<b>2,10</b>	<b>2,76</b>
СТ-20-14-46	1,10	1,30	2,20	1,18	2,00	1,69
СТ-30-14-46	0,54	0,53	1,40	0,98	2,59	2,64
СТ-40-14-46	0,50	0,46	1,20	0,92	2,4	2,61
Среднее значение	-	-	-	<b>1,02</b>	<b>2,33</b>	<b>2,31</b>

Таблица 18 – Параметры «гибкости» поперечных стыков с армированием

Тип стыка	Параметры деформирования стыка								
	$R_{sn}$	$A_{sw}$	$P_{sn}$	$K_1$	$P_{bt}$	$P^3_{max}$	$K_3$	$K^{ср}_3$	
СТ-20-12-36	3650	18,096	66050	1,00	47520	68000	0,31	0,59	
СТ-30-12-36				1,00	63360	92000	0,43		
СТ-40-12-36				1,00	73920	142000	1,03		
СТ-20-12-46				1,00	47520	68000	0,31	0,72	
СТ-30-12-46				1,00	63360	110000	0,71		
СТ-40-12-46				1,00	73920	150000	1,15		
СТ-20-14-36		24,624	89877	89877	1,00	47520	72000	0,27	0,47
СТ-30-14-36					1,00	63360	96000	0,36	
СТ-40-14-36					1,00	73920	144000	0,78	
СТ-20-14-46					1,00	47520	72000	0,27	0,65
СТ-30-14-46					1,00	63360	132000	0,76	
СТ-40-14-46					1,00	73920	156000	0,91	

Таблица 19 – Сравнительный анализ работы стыков при динамическом и статическом нагружении ( $P_j$ , кгс)

Тип стыка	$P_{ст} = P_d$	$\Delta_{ст}, \text{мм}$	$\Delta_d, \text{мм}$	$\Delta_{ст} / \Delta_d$	$\Delta_{ср}$
СТ 20-00-36	64000	1,5	1,80	0,83	0,71
СТ 30-00-36	88000	1,1	1,40	0,79	
СТ 40-00-36	14000	0,5	1,00	0,50	
СТ 20-00-46	64000	1,5	1,60	0,94	0,74
СТ 30-00-46	96000	1,1	1,80	0,61	
СТ 40-00-46	140000	0,5	0,75	0,67	
СТ 20-12-36	68000	1,8	2,20	0,82	0,72
СТ 30-12-36	92000	1,7	2,40	0,71	
СТ 40-12-36	142000	0,9	1,42	0,63	
СТ 20-12-46	68000	1,8	2,20	0,82	0,74
СТ 30-12-46	110000	1,4	2,00	0,70	
СТ 40-12-46	150000	0,7	1,00	0,70	
СТ 20-14-36	72000	2,2	2,80	0,79	0,71
СТ 30-14-36	96000	1,8	2,40	0,75	
СТ 40-14-36	144000	1,2	1,99	0,60	
СТ 20-14-46	72000	1,9	2,60	0,73	0,65
СТ 30-14-46	132000	1,5	2,40	0,63	
СТ 40-14-46	156000	0,9	1,56	0,58	

### 5.2 Работа поперечных стыков на сдвиг (статическое и динамическое нагружение)

Результаты сравнительного анализа количественных характеристик поперечных стыков без армирования на сдвиг при статическом и динамическом нагружении приведены в таблицах 13, 14, 16-19, а также на графиках (см. рис. 18 а-г).

В частности, получено следующее.

1). Работа поперечных стыков при работе на сдвиг при повышении армирования и увеличения глубины расположения шпонки характеризуется большей нелинейностью.

2). Наименьшей гибкостью (максимальной жесткостью) обладают стыки соединений с наибольшей глубиной шпонки. При этом характер армирования шпонки мало влияет на ее прочность.

3). При динамическом воздействии податливость (жесткость) стыков значительно возрастает (снижается) на 26 – 35%. При этом, наименьшим снижением жесткости характеризуются стыки с минимальным армированием и максимальной глубиной шпонки.

4). Максимальная несущая способность продольных стыков без армирования зависит от класса бетона, используемого для заполнения шпонки.

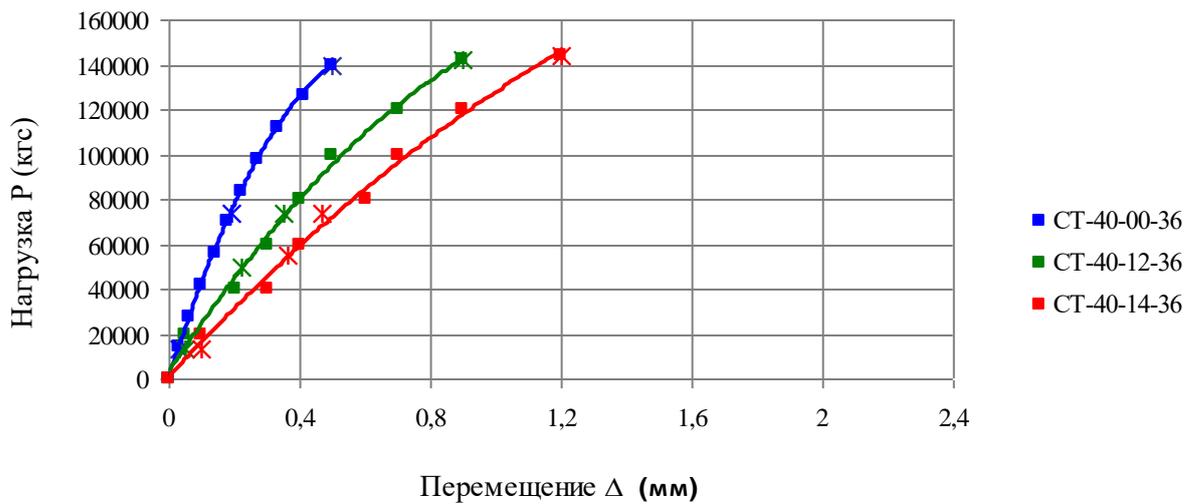
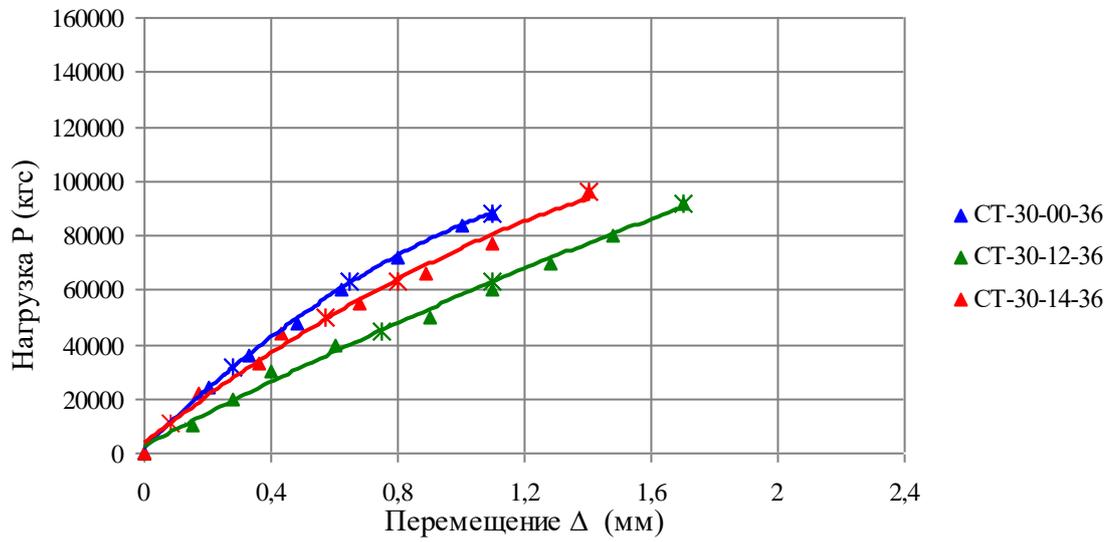
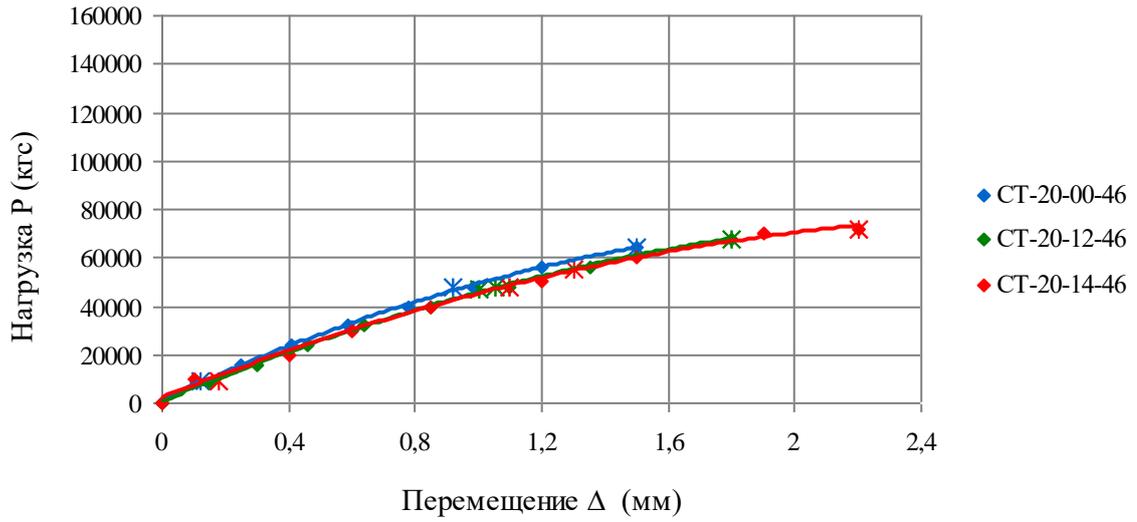


Рисунок 18а – Сравнительный анализ работы поперечных стыков с армированием и без армирования

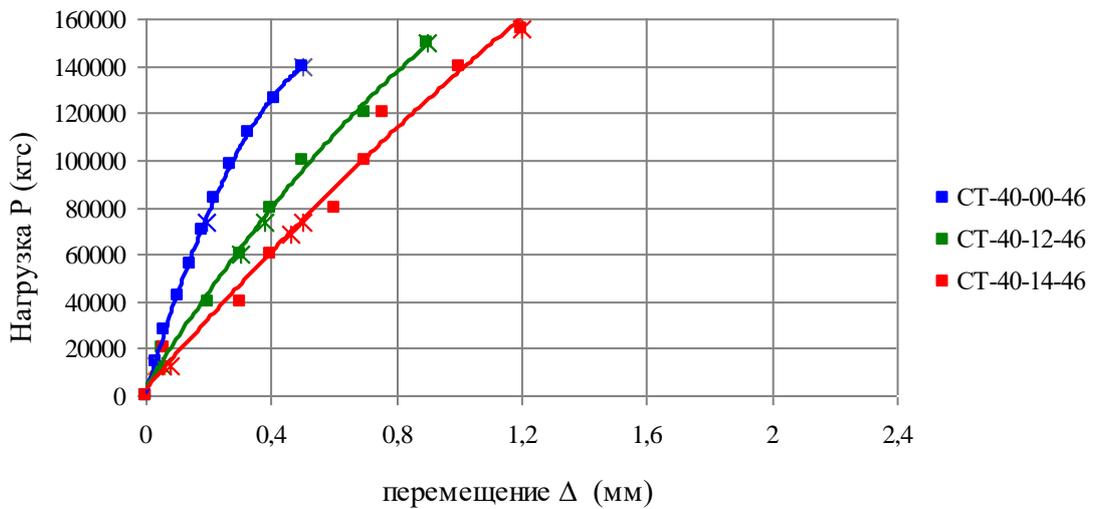
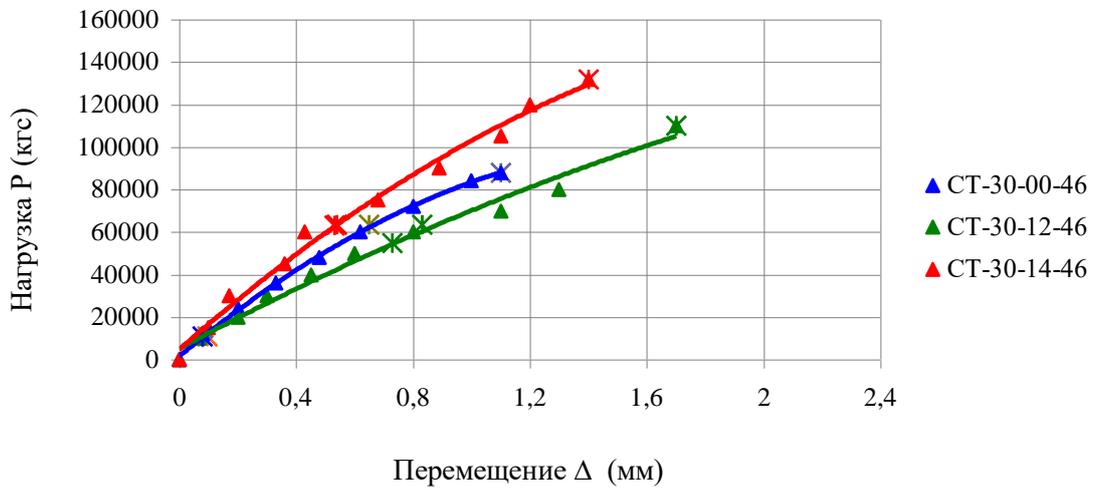
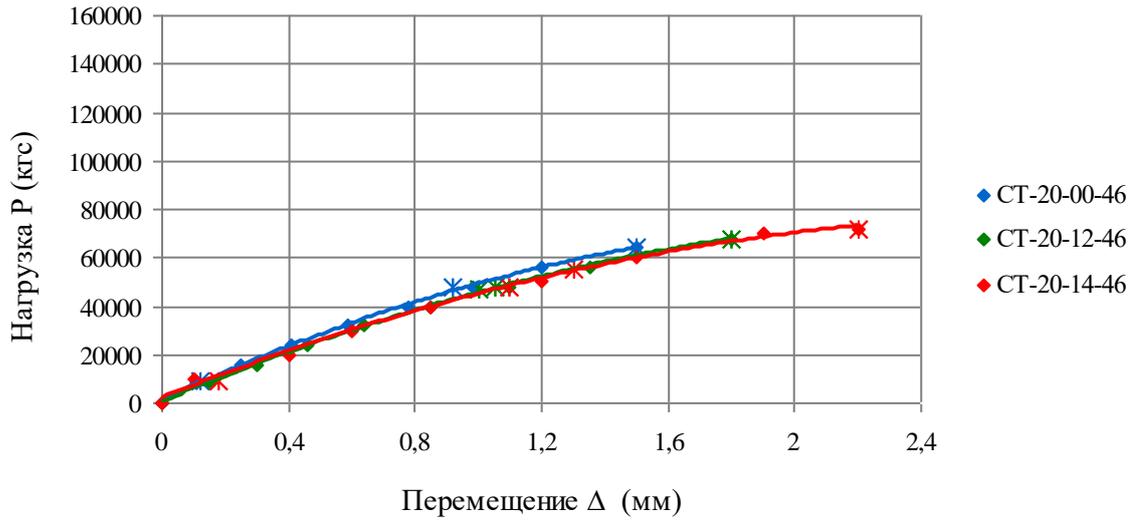


Рисунок 186 – Сравнительный анализ работы поперечных стыков с армированием и без армирования

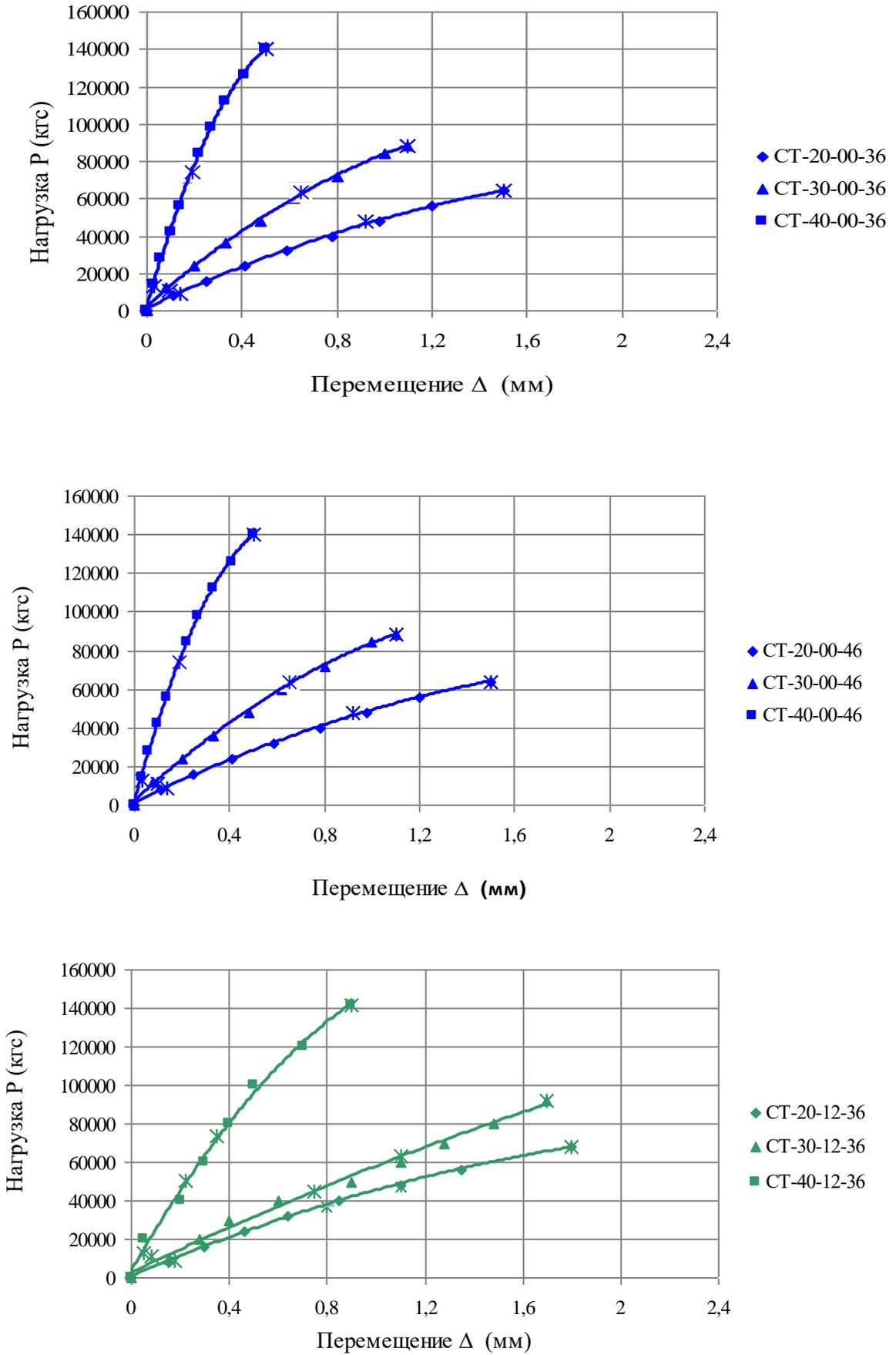


Рисунок 18в – Сравнительный анализ работы поперечных стыков с армированием и без армирования

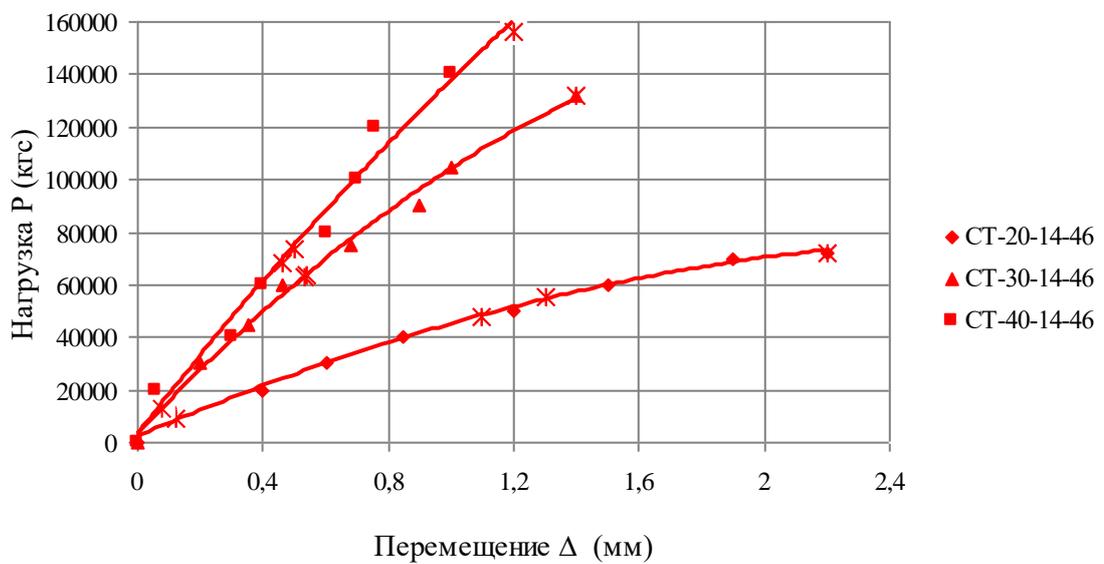
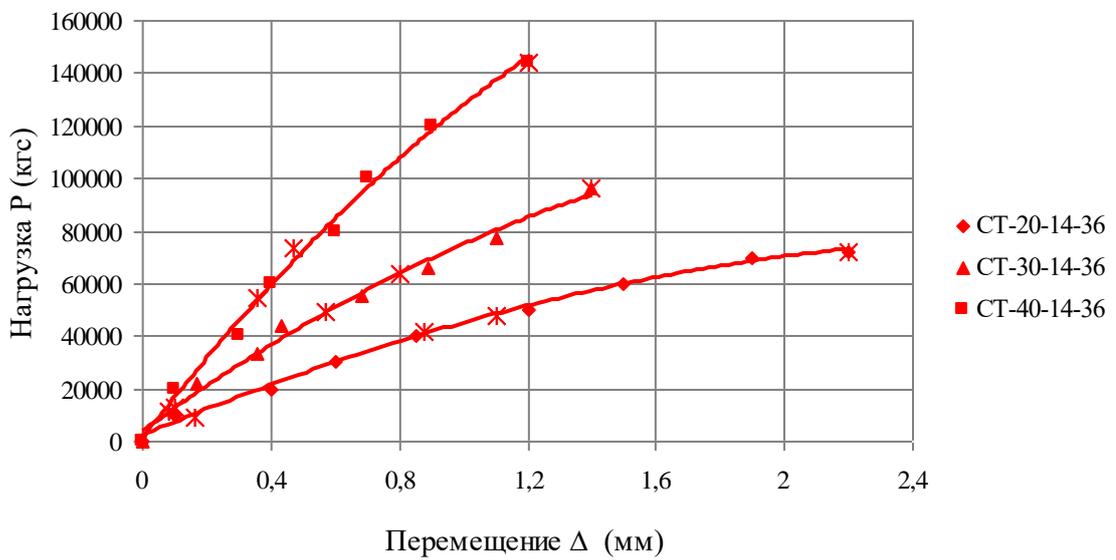
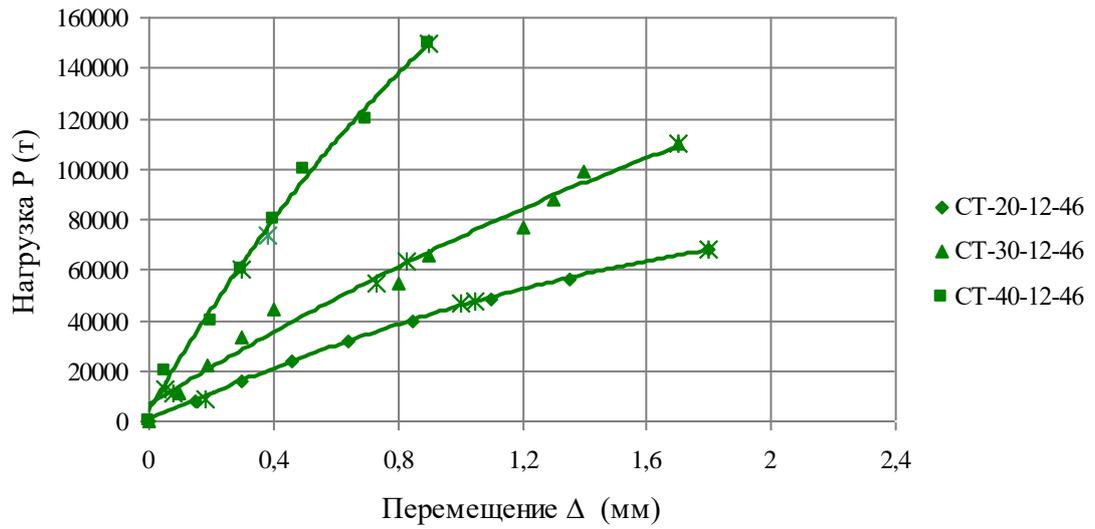


Рисунок 18г – Сравнительный анализ работы поперечных стыков с армированием и без армирования

Несущая способность поперечных стыков без армирования характеризуется значением  $R_{bt} = (1,35 - 1,62) R_{bt} \times A$ ,

где  $R_{bt}$  – расчетное сопротивление бетона продольного стыка по прочности на растяжение;  $A_b$  – площадь среза бетона, которая равна произведению длины шпонки продольного стыка на его ширину.

При этом, момент образования трещины соответствует нагрузке  $(0,62 - 0,74) \times R_{bt}$ .

5). Несущая способность поперечных стыков с армированием до появления трещин характеризуется зависимостью  $P_{max} = (0,59 - 0,72) \times P_{sn} + (0,72 - 1,03) \times R_{bt}$ ,

где  $P_{sn} = R_{sn} \times A_{sw}$  – нормативная величина нагрузки, по отношению к которой устанавливаются параметры предельных состояний продольного стыка с армированием (характеризуется как возможная максимальная нагрузка на стык, соответствующая прочности арматурных стержней на растяжение;  $R_{sn}$  – нормативное сопротивление растяжению стали арматурных стержней;  $A_{sw}$  – площадь сечения арматурных стержней в поперечном стыке.

При этом, несущая способность армированного стыка превышает вышеуказанные значения в 1,8 и более раз.

Полученные в результате испытаний значения, после обработки, следует использовать при практическом проектировании с целью оценки несущей способности (сейсмостойкости) стыков соединений плит между собой.

## 6 ВЫВОДЫ

Таким образом, в результате проведенных исследований экспериментальным путем, при минимальных затратах материала, трудоемкости и стоимости:

1. Выявлена действительная картина работы плит безопалубочного формования, изготавливаемых на заводе ООО «МАГИС» при воздействии расчетных вертикальных нагрузок и стыков их соединений при воздействии сдвиговых усилий.

2. В дополнение к аналитическим расчетам выполнены исследования стыков соединений плит между собой, отличающихся прочностью и жесткостью (класс бетона и параметры армирования).

3. В процессе исследований выполнен комплексный анализ напряженного состояния (характера разрушений) стыков соединений плит, в результате чего определены характер разрушения, действующие нагрузки и соответствующие им параметры деформирования при работе на сдвиг.

3.1. Проведена оценка характера деформирования продольных стыков в зависимости от класса бетона.

3.2. Для поперечных стыков выполнен анализ влияния количества шпонок, класса бетона и характера армирования на прочность и податливость соединений плит между собой.

3.3. Оценен реально возможный запас прочности и жесткости стыков соединений плит, обозначены направления совершенствования базовых конструктивных решений с целью повышения их надежности для дальнейшего распространения при строительстве в сейсмических районах.

3.4. Проверена правильность гипотез, положенных в основу при разработке типовых решений стыков соединений плит между собой и с несущими вертикальными конструкциями по СТО 93295028-0001-2009.

3.5. Уточнены количественные параметры работы стыков при нагрузках, близких к сейсмическим воздействиям, которые следует использовать на практике при оценке несущей способности стыков соединений и включить в СТО 93295028-0001-2009.

4. В ходе испытаний:

- подтверждена конструктивная надежность узлов соединений плит между собой и с несущими вертикальными конструкциями, при соблюдении требований, приведенных в стандарте СТО 93295028-0001-2009;

- показано, что жесткость перекрытия, при равных нагрузках, является более обеспеченной для стыков, имеющих такой же класс бетона, как и плиты перекрытий. При этом, влияние характера армирования стыков является незначительным;

- выявлено, что стыки, имеющие низкий класс бетона и минимальное армирование обладают повышенной податливостью.

Все выше приведенное свидетельствует о высокой сейсмостойкости (конструктивной надежности) стыков соединений плит перекрытий между собой, возможности регулирования их несущей способности и податливости путем изменения шага расположения, глубины шпонок и их армирования.

Тем самым, подтверждена возможность применения плит безопалубочного формования, выпускаемых на ООО «МЗЖБИ» (ООО «Магис») в соответствии с СТО 93295028-0001-2009 на площадках с сейсмичностью до 9 баллов по шкале MSK-64, включительно.

Полученные результаты необходимо применять в процессе реального проектирования и при оптимизации конструктивных решений стыков, принятых в СТО 93295028-0001-2009. Часть II. Альбом технических решений.

## **7 ЗАКЛЮЧЕНИЕ**

Особенности относительного сейсмического поведения плит перекрытий и стыков их соединений, выявленные по результатам натурных испытаний фрагментов и приведенные в настоящем Отчете следует учитывать в реальном проектировании при оценке несущей способности перекрытий зданий, сооружений и узлов их соединений, расположенных в сейсмических районах Российской Федерации.

Плиты безопалубочного формования, выпускаемые на ООО «МЗЖБИ» (ООО «Магис») в соответствии с СТО 93295028-0001-2009 «Плиты железобетонные многопустотные стендового безопалубочного формования для объектов капитального строительства расположенных в сейсмических районах Российской Федерации» рекомендуются для применения при строительстве зданий и сооружений на площадках сейсмичностью до 9 баллов по шкале MSK-64, включительно.

**Расчет стыковых соединений с применением расчетного комплекса «SCAD Office»**

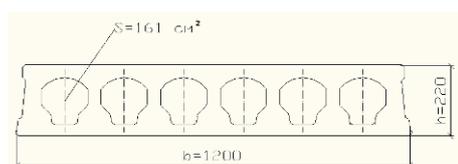
**1. Расчет продольного стыка при заполнении стыка бетоном класса В20**

**Моделирование**

Для моделирования плит и шва соединения используем элемент «универсальная плита/оболочка».

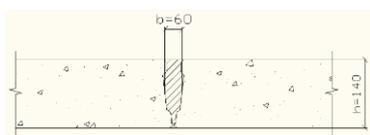
Для моделирования узла стыка проводим следующие операции:

– определяем приведенную толщину пустотной плиты за вычетом площади пустот при фиксированной ширине плиты



$$h_{pr} = \frac{b \cdot h - 6 \cdot S}{b} = \frac{120 \cdot 22 - 6 \cdot 161}{120} = 13,95 \approx 14 \text{ см}$$

– определяем приведенную ширину стыка плиты из условия, что высота стыка соответствует приведенной высоте плиты



$$b_{pr} = \frac{b \cdot h}{h_{pr}} = \frac{22 \cdot 6}{14} = 9,4 \approx 10 \text{ см}$$

После определения приведенных размеров элементов формируем расчетную схему:

- жесткостные характеристики;
- граничные условия.

Общий вид расчетной схемы приведен на рисунке ПБ.1

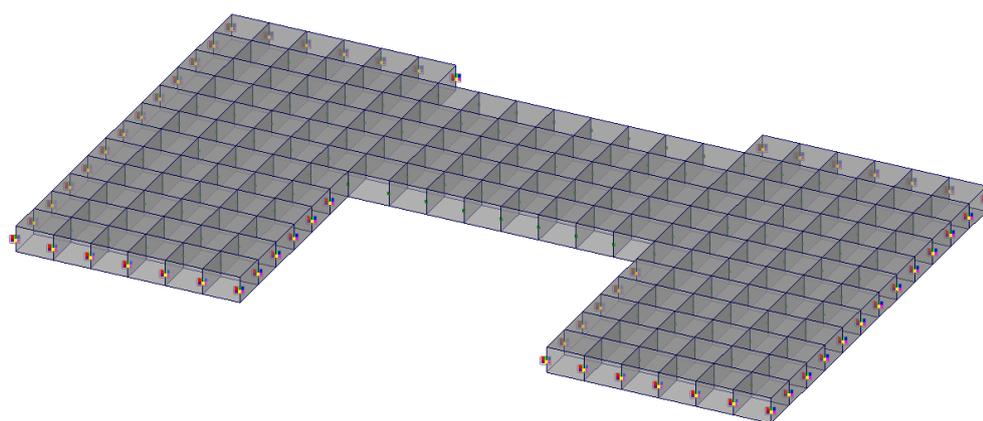


Рисунок ПБ.1 – Общий вид расчетной схемы

**Расчетный анализ**

После формирования расчетной схемы последовательным нагружением определяем значения нагрузки при которой в материале стыка возникают напряжения, соответствующие нормативному пределу прочности бетона на осевое растяжение (для

бетона класса В20 соответствует значению  $R_{bt} = 14,3 \text{ кг/см}^2$ ). Схема приложения нагрузки приведена на рисунке ПБ.2

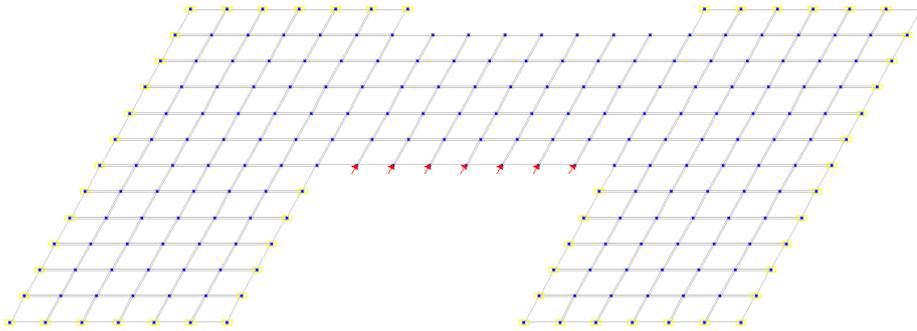


Рисунок ПБ.2 – Схема приложения нагрузок

### *Анализ результатов расчета*

По результатам проведенного ступенчатого расчета установлено значение нагрузки, при которой возникает предельное значение напряжения, которое соответствует значению **21 т**. Поля напряжений в элементах конструкции стенда приведены на рисунке ПБ.3

По результатам расчета определены и деформации образцов, схема деформирования образца приведена на рисунке ПБ.4

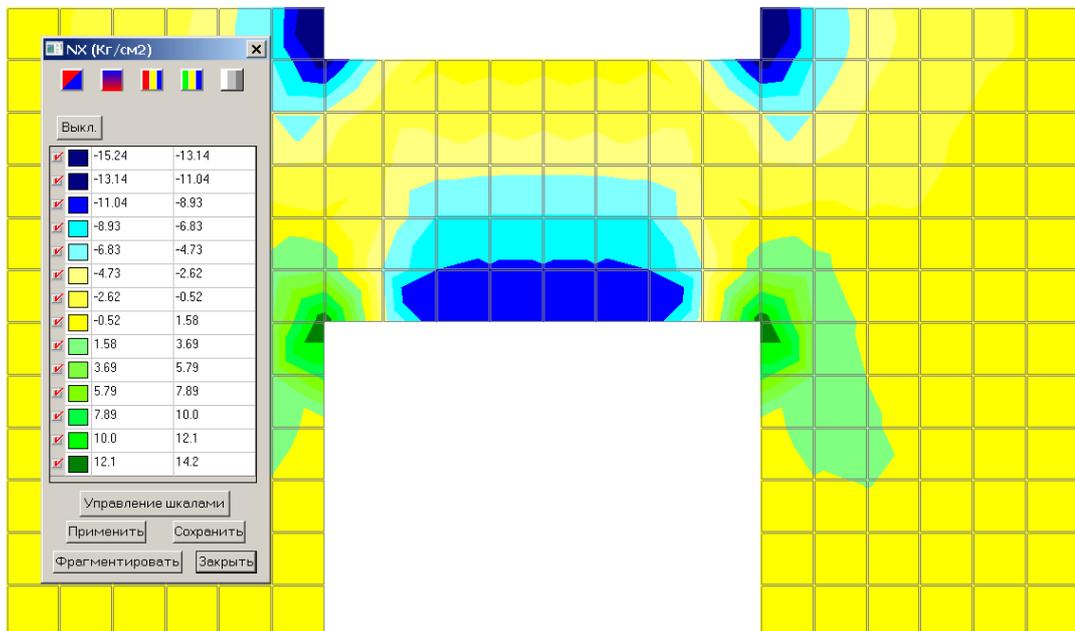


Рисунок ПБ.3 – Поля напряжений в элементах конструкций стенда

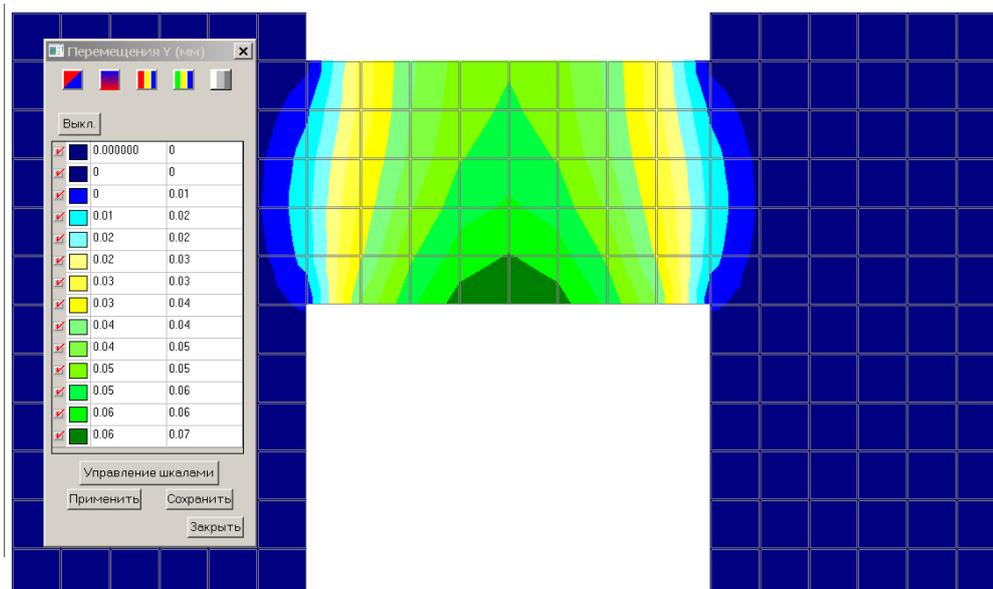


Рисунок ПБ.4 – Схема деформирования образца

## 2. Расчет продольного стыка при заполнении стыка бетоном класса В40

Значения приведенных величин, жесткостные характеристики образца, вид расчетной схемы оставляем таким же, как для предыдущего образца. В расчетной схеме меняем значение класса бетона, участка соединения плит. Для бетона класса В40 значения нормативного сопротивления осевому растяжению соответствует значению  $R_{bt} = 21,4 \text{ кг/см}^2$ . Для определения значения нагрузки, при которой возникают усилия, превышающие данное значение поступаем аналогично предыдущему расчету, пошагово приближаясь к искомой величине.

По результатам проведенного расчета значение нагрузки соответствующей нагрузке возникновению предельного напряжения равно 34 т. Поля напряжений при действии данной нагрузки приведены на рисунке ПБ.5

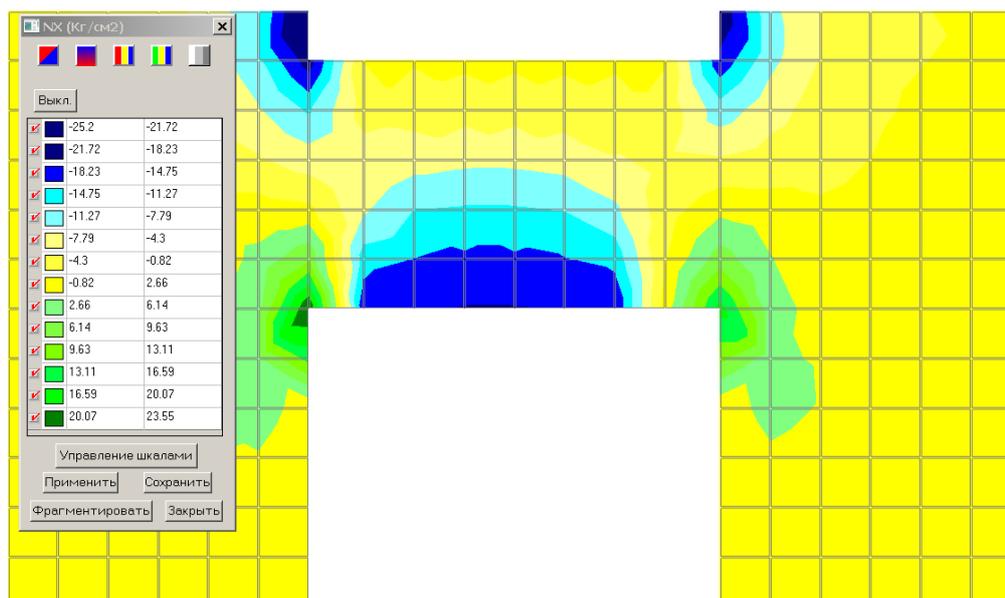


Рисунок ПБ.5 – Поля напряжений в элементах конструкций стенда

По результатам расчета определены деформации образцов, схема деформирования образца приведена на рисунке ПБ.6

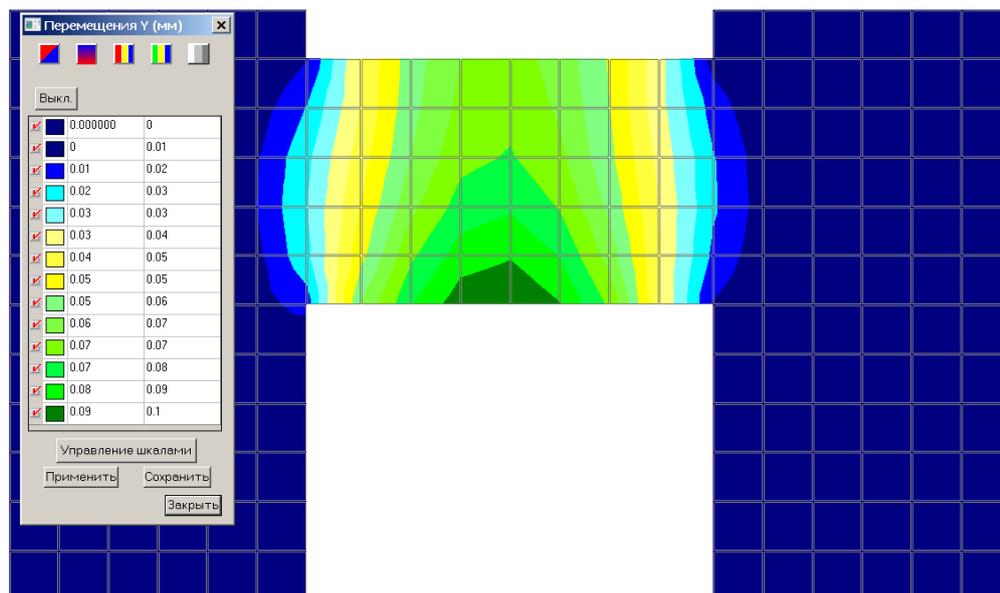


Рисунок ПБ.6 – Схема деформирования образца

### 3. Расчет поперечного стыка с неармированной бетонной шпонкой с материалом шпонки и бетона класса В20

Моделирование поперечного стыка осуществляем следующим образом. Размеры плит при моделировании принимаем равным размерам конструкции стенда. Приведенную толщину плит принимаем так же, как при моделировании продольного стыка. Шпонки моделируем в виде стержней квадратного сечения с размером стороны равной 12,7 см, площадь сечения принятого стержня соответствует площади отверстия плиты равного 161 см<sup>2</sup>. Длину стержня, моделирующего шпонку, принимаем равной ширине зазора между плитами - 14 см. Закрепление опорных плит осуществляем жестким. Общий вид расчетной схемы приведен на рисунке ПБ.7

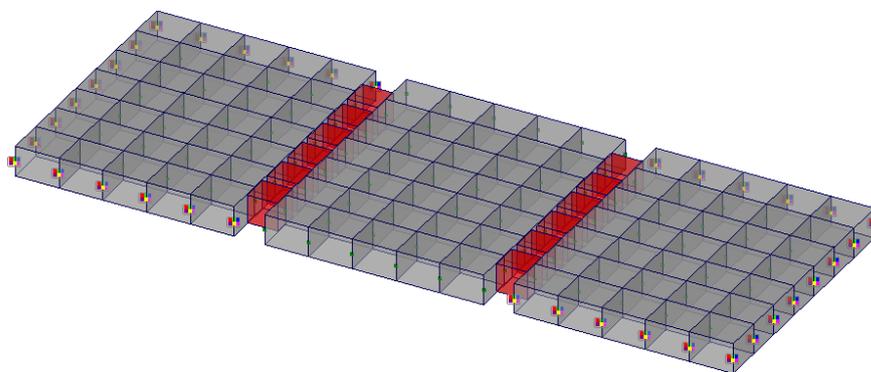


Рисунок ПБ.7 – Расчетная схема стенда для испытания поперечного стыка

Нагрузка на образец прикладывается по всей внешней грани средней плиты. Схема приложения нагрузок приведена на рисунке ПБ.8

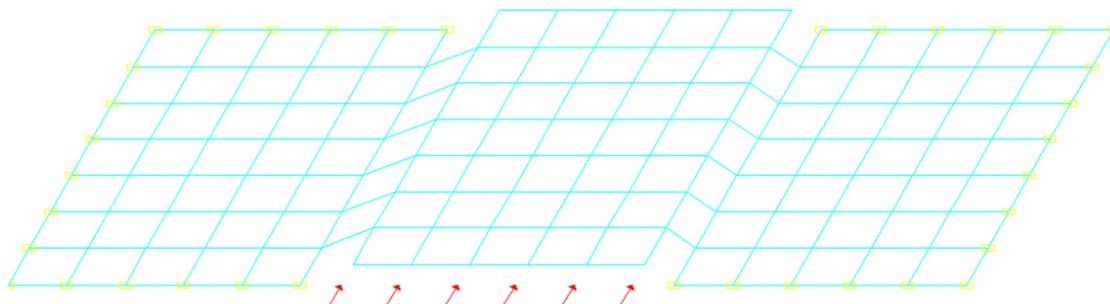


Рисунок ПБ.8 – Схема приложения нагрузок

По результатам проведенного расчетного анализа получаем значения внутренних усилий в элементах шпонок соответствующие пределу прочности бетона при осевом растяжении. Значения нагрузки, при котором в образце возникают усилия соответствующие пределу прочности бетона на осевое растяжение согласно принятой расчетной схеме равно 18 т. Эпюра внутренних усилий в шпонках приведена на рисунке ПБ.9.

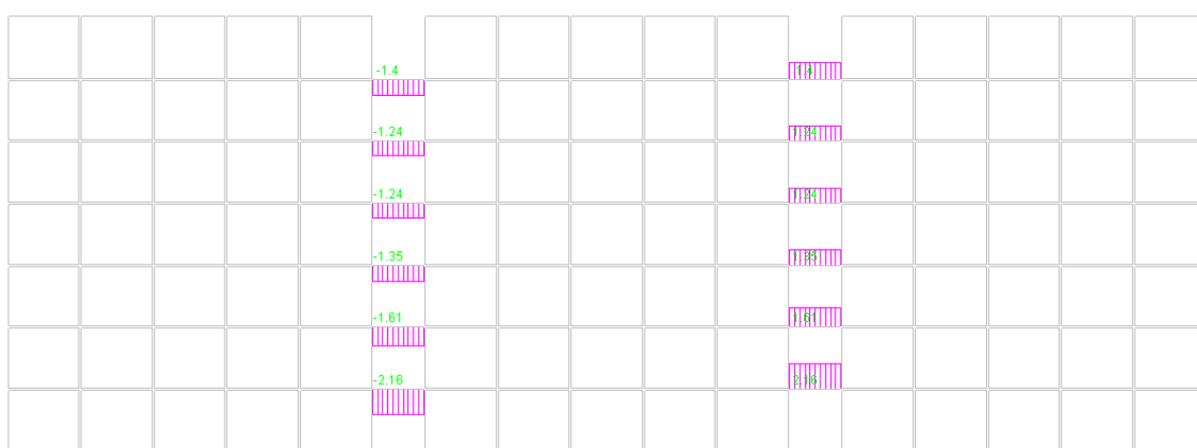


Рисунок ПБ.9 – Эпюра поперечных сил в элементах шпонок при нагрузке на образец 18 т

Значения перемещений для определенного значения предельной нагрузки приведены на рисунке ПБ.10. Согласно полученным данным предельные перемещения составляют 0,05 мм. Данное значение характерно в случае упругой работы материала стыка.

#### 4. Расчет поперечного стыка с неармированной бетонной шпонкой с материалом шпонки и бетона класса В40

Расчетную схему и схему, и схему приложения принимаем аналогично как в предыдущем расчете шпоночного соединения. Для данного стыка также определяем нагрузку, при которой возникает расчетное усилие и значение перемещений



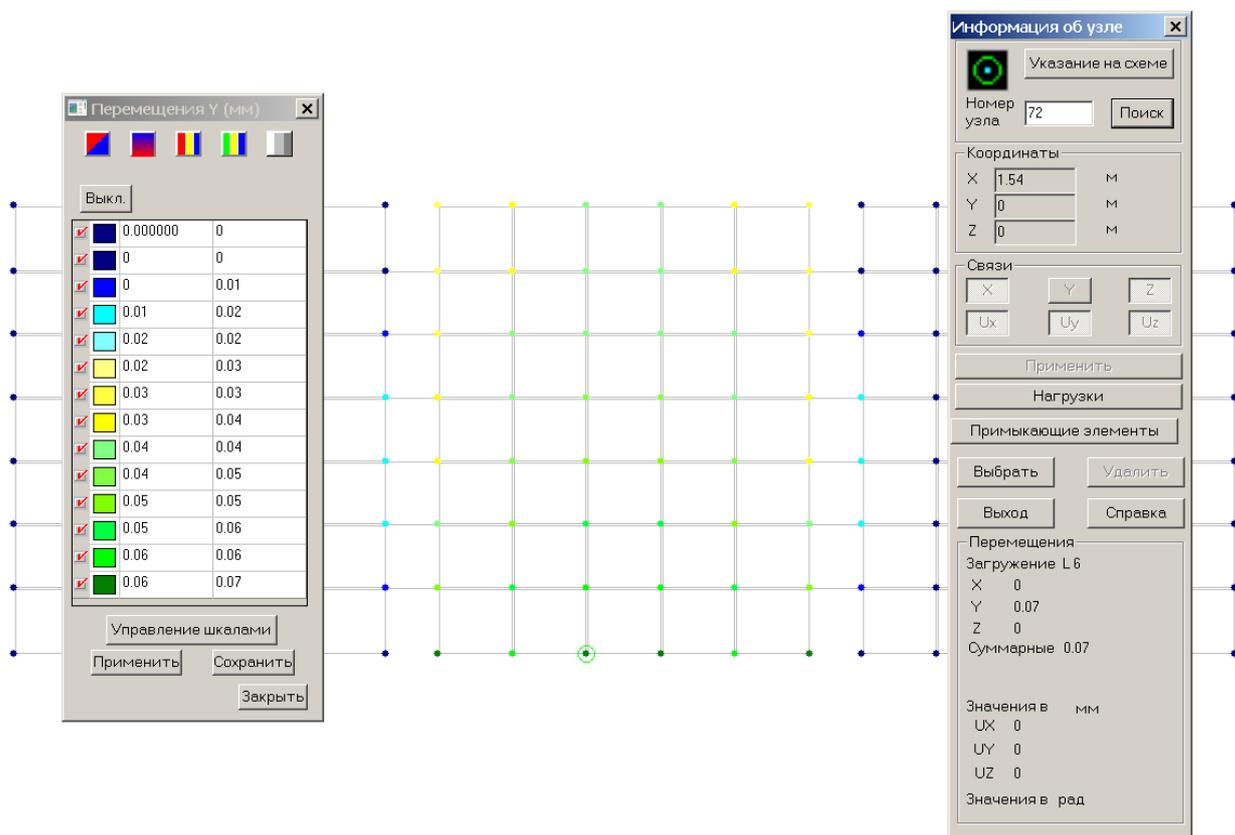


Рисунок ПБ.12 – Значения перемещений для определенного значения нагрузки 26,4 т

## 5. Расчет поперечного стыка со шпонкой армированной 4×Ø12 бетонной шпонкой с материалом шпонки и бетона класса В20

Расчет проводим аналогично предыдущему случаю, пошагово определяя значение нагрузки соответствующей значению равному моменту возникновения в арматуре усилий соответствующих пределу прочности арматуры при растяжении  $R_{sm} = 365$  МПа. Значение нагрузки, при котором в элементах шпонки возникают усилия соответствующие пределу прочности арматуры при растяжении равно 132 т. Эпюра внутренних усилий приведена на рисунке ПБ.13.

Для данного значения нагрузки в конструкциях образцов определены значения перемещений. Максимальное значение перемещений, при данном значении нагрузки исходя из условия упругой работы шпонки равно 0,34 мм. На рисунке ПБ.14 приведены значения перемещений узлов конструкции.

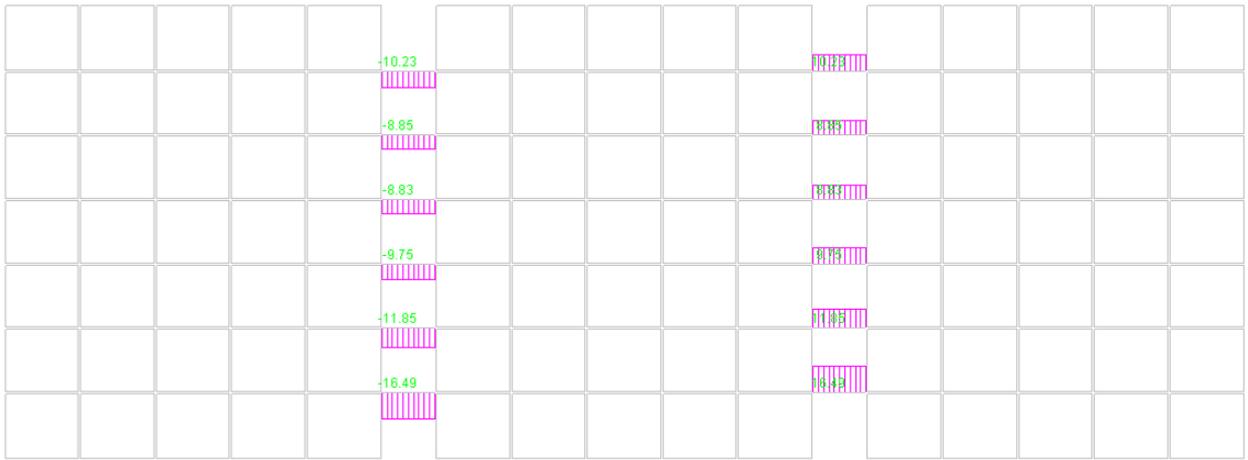


Рисунок ПБ.13 – Эпюра поперечных сил в элементах шпонок при нагрузке на образец 132 т

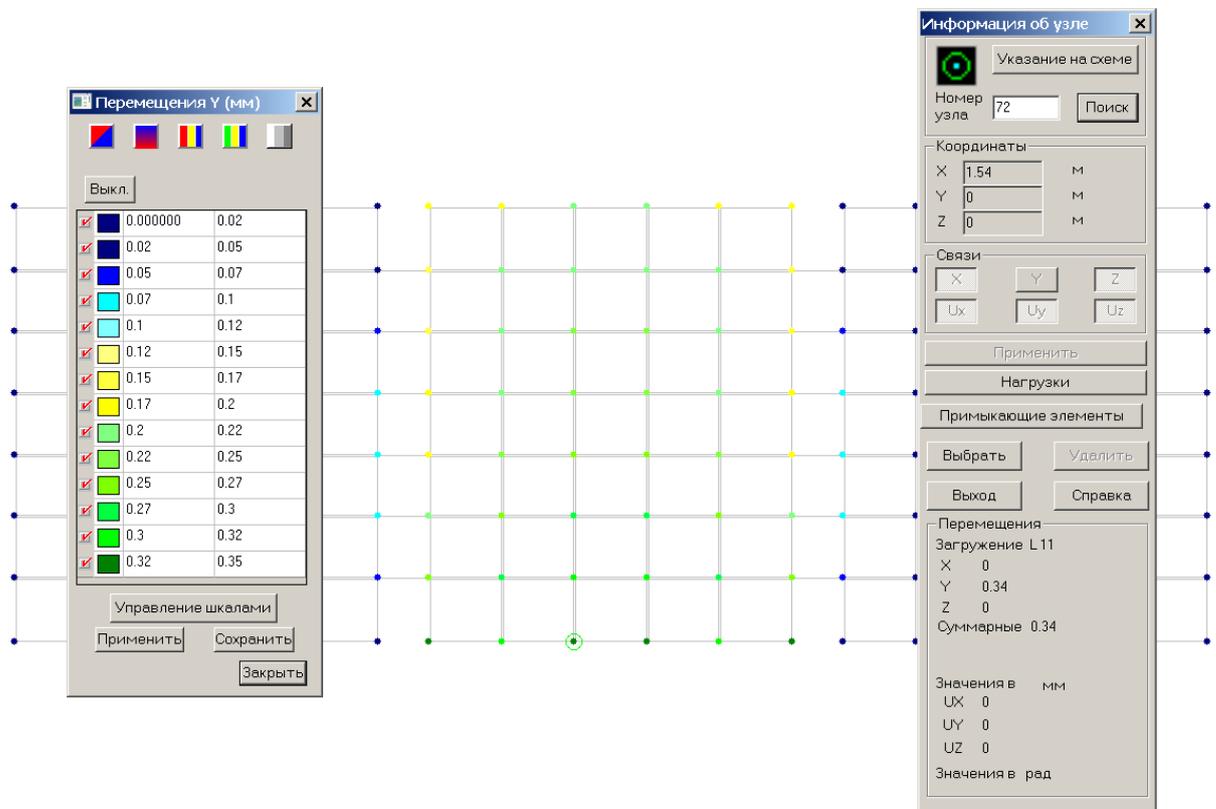


Рисунок ПБ.14 – Значения перемещений для определенного значения нагрузки 132 т

Для образцов со шпонкой армированной  $4 \times \text{Ø}12\text{AIII}$  с материалом шпонки бетон класса В30 и В40 исходя из предполагаемого условия разрушения, происходящего от разрыва арматуры шпонки, значения разрушающей нагрузки остается таким же, как для образцов серии со шпонкой армированной  $4 \times \text{Ø}12\text{AIII}$ .

### 6. Расчет поперечного стыка со шпонкой армированной $4 \times \text{Ø}14$ бетонной шпонкой с материалом шпонки и бетона класса В20 и В40

Определяем значения предельной нагрузки, при которой в арматуре возникают предельные напряжения. Значение нагрузки соответствующее возникновению предельного напряжения равно возникновению предельного напряжения равно возникновению предельного напряжения в арматуре равно 180 т. Эпюра внутренних усилий при значении нагрузки 180 т приведена на рисунке ПБ.15. При этом в образце

возникают перемещения, значения перемещений равно. На рисунке ПБ.16 приведены значения перемещений узлов конструкции.

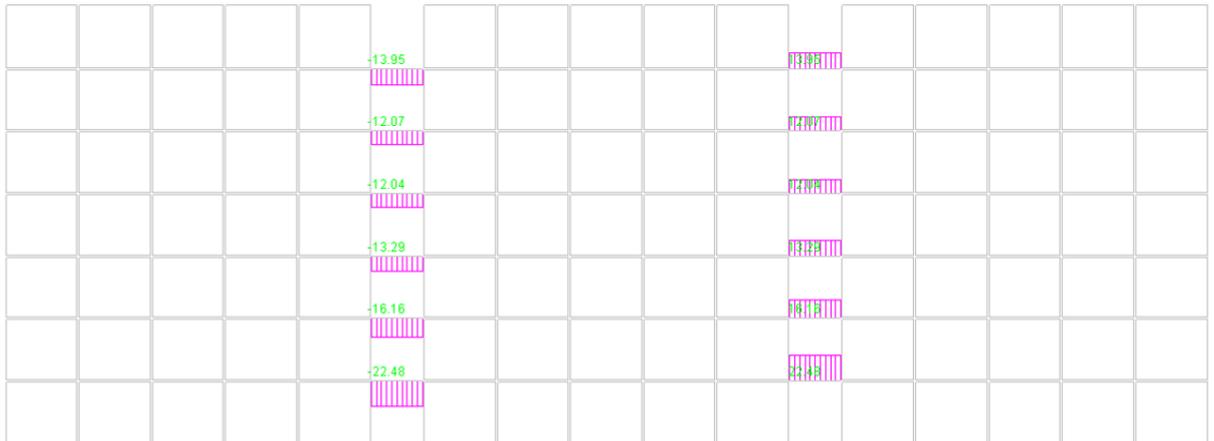


Рисунок ПБ.15 – Эпюры поперечных сил в элементах шпонок при нагрузке на образец 180 т.

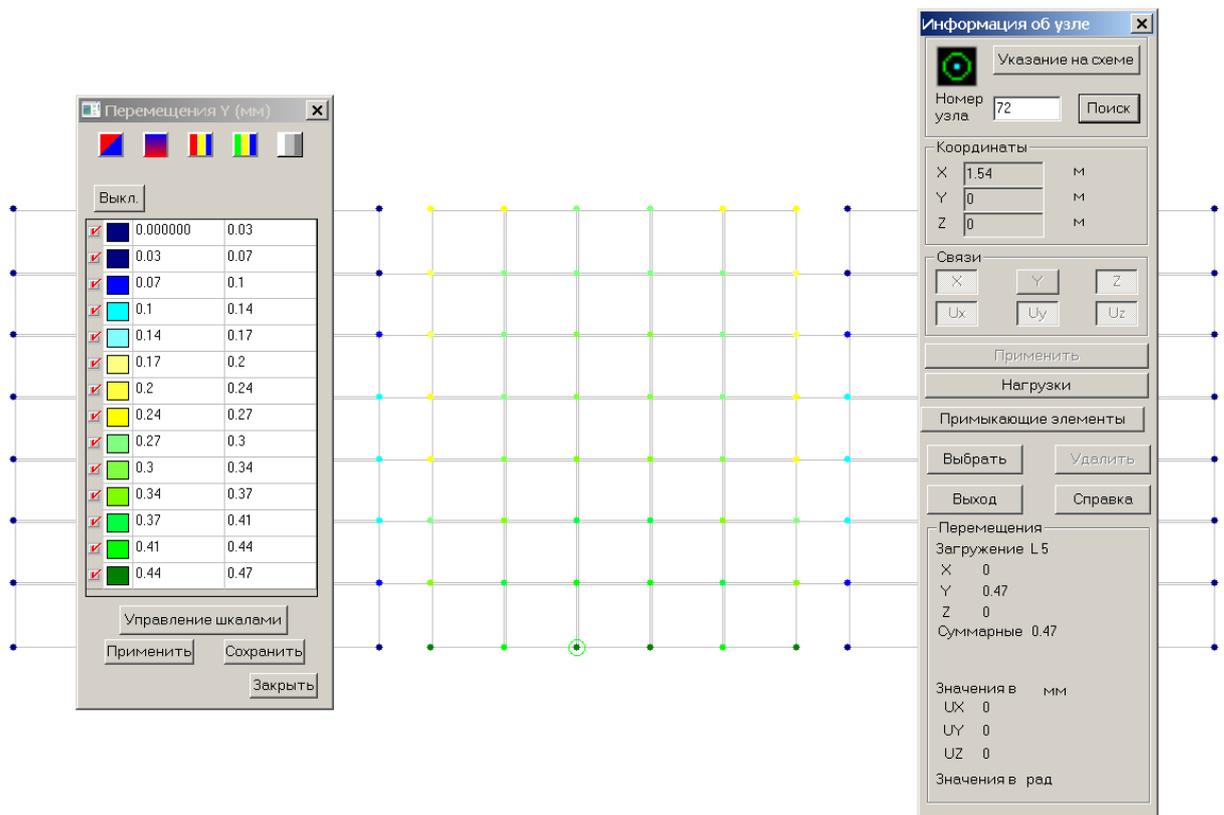


Рисунок ПБ.16 – Значения перемещений для определенного значения нагрузки 180 т.